



TITLE:

都市高速道路の交通管制手法に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

明神, 証

CITATION:

明神, 証. 都市高速道路の交通管制手法に関する研究. 京都大学, 1974, 工学博士

ISSUE DATE:

1974-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r2613>

RIGHT:

都市高速道路の交通管制手法に関する研究

昭和 49 年 3 月

明 神 証

都市高速道路の交通管制手法に関する研究

昭和 49 年 3 月

明 神 証

序

昭和30年代後半から始まった東京および大阪における都市高速道路の建設は、その後10年余を経てもしだいに放射環状型のネットワークを整えてきた。供用路線延長の増大とともに利用交通量も急激に増加し、環状線部分あるいは放射線上において渋滞が恒常的にくり返され、あるいは事故にともなう渋滞が頻発している。このような渋滞は、道路施設の利用効率の低下、利用者の旅行時間の増大、急を要するトリップのための交通路としての機能の低下さらには燃料消費量の増大などを通じて大きな損失を生じているものと考えられる。

これらの損失を軽減することは都市高速道路の機能を維持することと一体の關係にあり、ここに都市高速道路における交通管制の意義がある。本研究は、上にのべたような流入交通量が過剰であることによって引き起こされるいわゆる自然渋滞に対する制御理論とその有効性に関する研究、事故発生時等に対処するための緊急時制御に関する研究および都市高速道路の構造上その数が多くかつ交通処理上重要な地点である合流部の制御に関する研究を含んでいる。

本研究を行なうにあたって終始御指導と御鞭撻を賜った京都大学 米谷栄二教授、京都大学 佐佐木綱教授に対しここに深甚の謝意を表わしたい。また、本研究は、高速道路調査会交通管制方式専門委員会での討議とそこで与えられた各種の計算および資料収集のための労力と便宜に負うところが多い。同委員会の委員ならびに幹事各位に対し御礼申し上げたい。さらに、第4章の合流交通に関するシミュレーションならびに数値計算のためのプログラミングと計算の遂行は、京都大学大学院生 北村隆一、多田英司両氏に負っており、ここに謝意を表明する次第である。

昭和49年3月

明 神 証

目 次

第 1 章	結 論	1
1-1	道路における交通管制の意義	1
1-2	本研究の目的と概要	3
1-3	わが国および外国における都市高速道路の交通管制例	5
第 2 章	平常時における交通管制	7
2-1	概 説	7
2-2	交通情報とその一般的特性	8
2-3	ランプからの流束通量による区間交通量の表示	11
2-4	平常時の制御方式	18
2-5	制御方式の評価	34
2-6	交通量予測に関する 2, 3 の検討	43
2-7	制御方式の適用	86
2-8	結 語	87
第 3 章	緊急時における交通管制	91
3-1	概 説	91
3-2	都市高速道路における渋滞等の発生状況	92
3-3	交通量の監視と制御情報	95
3-4	緊急時における制御	103
3-5	緊急時制御に関する諸問題	127
3-6	結 語	130
第 4 章	合流部の交通性状と制御	134
4-1	概 説	134
4-2	シミュレーションによるランプ合流部交通性状の解析	135
4-3	本線合流部の交通性状	175
4-4	ランプ合流部における制御	215
4-5	本線合流部における制御	222
4-6	結 語	227
第 5 章	結 論	229

第1章 緒 論

1-1 道路における交通管制の意義

円滑な自動車交通を維持するための方策としては種々のものがある。これらを、法的、経済的および工学的な施策に分類することができよう。法的施策の代表的なものはいわゆる交通規制であり、経済的なものとしては税金、賦課金あるいは通行料金を課すことを通じて自動車交通の発生を抑制する方策がある。もっとも、従来この後者のような経済的な方策は、道路あるいは運輸交通施設を整備するための財源の確保、投資された資金の償還を主目的としたものが、料金等のもつ機能を媒介として直接に自動車交通流の円滑化の手段としても考えられるようになりつつあるものといえよう。

交通管制の目的が円滑な自動車交通の維持にあることはいうまでもないが、その通常概念は工学的な手法および手段によって、現時点において直接に自動車交通の流れあるいはその発生・集中に働きかけ、これらを制御することである。すなわち、与えられた道路条件のもとで、現時点もしくは極めて近い将来時点における刻々の交通状態に対し、現時点において制御を実行することである。したがってこの意味で、都市計画的施策、交通施設の整備・改良などは、交通管制の概念に含まれない。

さて、交通管制の方式は一般道路と高速道路とで異なる。一般道路においては、沿道からの車の出入は原則として自由であり制御できないのに対して、高速道路においては車の出入はランプおよびインターチェンジに限られている。したがって、一般道路では交差点における信号制御が中心であり、これに対して高速道路ではランプおよびインターチェンジにおける流出入が制御の中心となる。

交通管制の基本的な方式は、このように対象とする道路の性格による相異の他に、適用する場合によって異なる。すなわち、平常時と緊急時とによって制御の性格が異なるのであって、交通管制の重要性もこれに関連して説明される。ここに、平常時における制御とは、交通量が道路の交通容量を上まわるために生ずる渋滞すなわち自然渋滞に対処するための制御であり、緊急時の制御とは事故等による渋滞の発生によって引き起こされる渋滞に対する制御のことである。

まず、自然渋滞においては、一般に道路の交通処理能力が低下し、渋滞の解消には長時間を必要とする。これと共に、渋滞列の内部および後端付近における交通事故の危険性が增大する。制御によってこのような事態をさけ、常に道路がその最大容解のレベルで利用されるようにすることは、道路の有効利用、道路利用者の利便および事故発生の危険性の減少という点で重要である。

つぎに、事故発生時の渋滞は、とくに交通量の多い場合にはその波及が急速であり、かつこれにもなる事故の危険性が增大する。とくに流出入が制限された高速道路においては、本線が一旦通行不能になれば、本線上にたまった車は、事故処理の完了・疎通の回復待ちを余儀なくされることとなる。事故の発生は予測できないものであるが、事故発生後に、このような事態にいたることを極力おさ

る制御が重要であることは、上述の点から明らかである。

さきにのべたように、一般道路と高速道路とで管制方式は異なるが、さらに高速道路についても都市間高速道路と都市内高速道路とでは、管制の考え方に重要なちがいがある。すなわち、都市間高速道路においては、原則として事故渋滞に対して上流ランプからの流出制御が中心となるのに対し、都市内高速道路では、ランプからの流入交通量の過剰による自然渋滞を防ぐための流入制御が中心である。この考え方のちがいは、高速道路の構造およびネットワーク形態の特徴、利用交通の特性および料金制度のちがいに依存している。¹⁾

制御の観点にたってもっとも重要な相異は、都市高速道路においては交通需要が大きく、交通量が交通容量に近いあるいはこれをこえることもあり、自然渋滞が頻繁に生じるのに対し、都市間高速道路では現状ではこのような状態はあまりみられない点にある。したがって、流入量を制御するという考え方は都市高速道路において重要な方針とすべきものであり、都市間高速道路においてはその重要性は小さく、むしろ事故渋滞に対する制御に重点がおかれる。

自然渋滞を防ぐための流入制御は交通量の予測を前提とするが、この点に關しても、都市高速道路においては、ランプ間交通量分布の推定および本線交通量の予測ともに良好な精度がえられる。都市高速道路利用のトリップ長分布が空間的に一律であると考えられることによるものと思われる。²⁾都市高速道路における流入制御の有効性は、この予測精度の良好さによって基本的に保証されているのであるが、さらに利用交通のトリップ長が比較的短いこと、車種構成が比較的一様で速度差が小さいことは、制御の即効性・確実性を大きくするものである。

都市高速道路においては、緊急時の特別な場合を除いて原則として流出制御（強制的な流出）は行なわない。特別な場合とは、事故等による本線閉塞時である。この理由は、上にあげた道路の構造・ネットワーク形態、および料金制度にある。すなわち、通常ネットワークが面的に広がる放射環状形であるために途中ランプからおろされた利用者が、当初よりも目的地に近づいているという保証がない上に、平面街路に不案内な利用者が存在すること、流出ランプに接続する平面街路に容量の余裕が小さい場合があること、および均一前払料金制度であるために途中ランプからの強制的な流出はトラブルの原因となり易く、その円滑な実施は必ずしも容易でないことなどである。

都市高速道路の利用交通量がさらに増加した段階では、流入制御もある意味で一つの限界に達すると考えられる。それは、平面街路と接続する流入・流出ランプに生じる待ち行列に關連する。流出ランプの待ち行列は基本的には流入制御によって抑制することができるので、とくに流入ランプでの待ち行列が問題となろう。この待ち行列は、街路にまで延伸すれば街路交通を妨げると共に、待ち時間³⁾の増大によって高速道路利用の利便を減殺する。米谷は交通管制の意義と限界に關してつぎのようにのべている。交通管制の意義の一つは、道路の最大容量をこえないように交通量を分散、抑制ある

いは誘導することによって、疎通能力の低下を防ぎ、結果的により多くの交通量を流すことにあり、したがって、道路の最大容量以上の交通需要が予想されるならば、いわゆる交通管制のほかに、広域的な流入制限、なんらかの新しい料金システムなどの採用を検討すべきであろう。

1-2 本研究の目的と概要

都市高速道路における交通管制手法を確立することが本研究の目的である。前節でのべたように、この交通管制手法は大別して平常時の制御と緊急時の制御から成るが、その他に、とくに都市高速道路では流入ランプの数が多く、また放射環状型のネットワークを構成することが多いために、流入ランプと本線との合流部および本線相互の合流部における制御が重要となる。

まず、平常時の制御は自然渋滞の発生を予防するための制御である。この意味では事前制御とよぶこともできる。このような予防的制御によって都市高速道路上の交通のみをなぜとくに優遇しなければならないかという疑問があると思われる。平面街路の交通渋滞が常態化しつつある現状において、これは当然の疑問であるとも考えられ、とくに都市高速道路の機能を平面街路のそれと同じものであるとする限り、特別に都市高速道路を優遇する理由はない。しかしながら、都市高速道路に比較的長いトリップ長の交通を利用させることによって、空間的に拡大した都市の一体化をはかる機能をもたせるとすれば、制御によって円滑な交通流を維持しておくことが重要である。さらにまた予防的制御の目的はきわめて高速の（たとえば時速 80～100 km といった）交通流を維持することにあるのではなくて、適切な走行速度ないし交通密度を確保することによって最大の交通量を流し、施設の高度に有効な利用を実現することにより、自然渋滞を現実により予知しうるにもかかわらず、放置して施設の効率低下を許すという態度は許されないのである。¹⁾

逆に、この第2の観点からすれば、平面街路における渋滞と道路利用効率の低下が問題であり、信号制御に加えて広域的な交通制御の必要性が大きいといえる

つぎに、緊急時の制御の重要性は改めてのべるまでもない。この制御は、平常時における流入制御に、ランプからの流出推奨（強制力をもつものではなく、事故等による渋滞を利用者に知らせ手前ランプからの流出を促す方式で、その選択は利用者にまかされる）、流出指示の他に、高速道路上に迂回ルートが存在する場合には迂回指示（強制ではなく、迂回ルートを示してそれへの誘導を行なう）等の手法を加え、これらを適宜組み合わせて適用するものである。

合流部における制御は、上述の二つの制御にくらべて、空間的には局所的な制御であるが、はじめにのべたように都市高速道路におけるこの重要性は大きいものがある。これら合流部においては、流れの合流あるいは交差にともなう速度低下によって交通処理能力が低下する。したがって、合流あるいは交差をできるだけ避けるように車の流れを整理することが重要であり、このためには、合流部お

よびその上流部における車線制御もしくはチャネルリゼーションが有効な方策である。

以上にのべた目的とその重要性にしたがって、第2章において、平常時の制御として流入制御理論の確立とその有効性に関する実験的・実証的検討、第3章において、緊急時制御として将来都市高速道路網が密に形成された時点で重要になると考えられる迂回ルートの決定の問題を中心とする2、3の検討、第4章において合流部における制御手法の検討およびその前提として合流部の交通性状に関する主としてシミュレーションによる検討をおこなっている。

まず、第2章においては、流入制御の理論的前提として、ランプにおける流入・流出交通量をもちいて本線各区分における交通量を表現する数式モデルが、定常、非定常それぞれの交通状態について提案されている。このモデルは基本的にランプ間の最短経路行列をもちいる方法と、分岐地点における分岐確率をもちいる方法の2つである。制御との関連において、後者はランプ間交通量の変化に追従できないという点で、制御のためのモデルとしては致命的であり、前者の有用性がのべられている。

この数式モデルをもちいて、本線の交通量が交通容量をこえないという条件のもとで、定常交通状態に対してL/P制御、比例制御および一様制御の三方式が、非定常交通状態に対して逐次ランプ閉鎖制御方式がそれぞれ提案されている。定常交通に対してはL/P制御方式のように所定の条件内で目的関数を最大にするような流入制御が可能となるのであり、目的関数としては総流入台数、延べ利用トリップ長(台・Km)が考えられており、その他に台・Km/hについて考察が加えられている。比例制御方式を除く三方式についてのシミュレーションによる評価によって、渋滞に対する制御の即効性の点では逐次ランプ閉鎖制御がもっともすぐれており、ついでL/P制御が有効であることが示される。

実用上の有効性を検証するために、ランプ間交通量の推定および区分交通量の予測をおこなっている。阪神高速道路の時点を異にする2種類のネットワークの各24時間実績値に対して、ランプ間交通量および区分交通量の推定はきわめて良好な精度をもつことが明らかにされている。また、より短い時間の交通量の予測によって、流入制御の有効・確実性は十分に保証されうること、制御の単位時間は短かくても5分が望ましいことが示されている。なお、都市間高速道路におけるインターチェンジ間交通量の推定結果が与えられ、都市高速道路における推定精度との概略の比較検討のための参考的な資料となっている。

第3章は緊急時制御に関連する諸問題をとり扱っている。まず、阪神高速道路における従来の実績から、渋滞発生状況、事故発生の認知手段、事故発生時の交通処理状況、事故渋滞の継続時間などが示される。交通情報としてのオキュパンシーの特性が紹介され、また交通量計測の誤差に関する2、3の検討がおこなわれる。緊急時の制御方式として、逐次ランプ閉鎖、流出推奨、流出指示および迂回指示が考察される。とくに、迂回指示に関連して迂回ルート探索のアルゴリズムがのべられる。

第4章は、合流部の交通制御手法に関する考察と、その前提としての合流部における交通性状に関

する主としてシミュレーションによる検討を含んでいる。ランプからの合流部の交通性状、とくに合流部付近における本線車の速度、合流部容量が、いくつかの交通量レベルに関連して示される。また、本線相互のいわゆるY型合流部の交通流を、交差流と合流とに分解してモデル化し、とくに交差にとりもなう速度低下をシミュレーションによって吟味している。なお、Y型合流部における交通流を圧縮性流体の流れにアナロジーする試みが示されており、従来、あまり取りあげられなかったこのような合流交通現象に対する新しいアプローチとなる可能性を含むものと思われる。

合流部の制御手法については、合流部上流付近の車線制御が検討されている。ランプからの合流部の上流付近については、車線制御の速度に及ぼす効果および制御レベルが示される。本線合流部においては、主として交通容量の観点から、合流交通に対して制御形式が示されている。

1-3 わが国および外国における都市高速道路の交通管制例

わが国では、首都高速道路において昭和42年、阪神高速道路において昭和41年それぞれ環状線が全通し、その後放射線の建設供用にしたがって利用交通量が増加し、これにともないいわゆる自然渋滞や事故渋滞が頻発するに至っている。

交通管制に関する研究は、昭和42年に着手された。首都高速道路においては、昭和44年の実験システムによる交通情報の収集段階を経て、利用者に対する情報提供およびランプ閉鎖と車線制御を中心とする交通制御がおこなわれている。阪神高速道路においても、情報提供システムはすでに稼働中であり、ランプ制御も部分的に実施されている。

表-1.1に二つの高速道路における管制システムの概要を示す。

米国における二つの実施例が同じく表-1.1に示されている。米国ではこの他に、ロスアンゼルス高速道路網（ロスアンゼルス）、ガルフ高速道路（ヒューストン）において情報提供およびランプメタリングが行なわれていることが報告されている。⁵⁾

ロンドンにおいては、市内とヒースロー空港とを結ぶM4高速道路において、可変標識による走行速度制限および気象情報提供を中心とする管制が行なわれていることが報告されている。⁶⁾

参 考 文 献

- 1) 佐佐木綱：高速道路の交通制御理念，高速道路と自動車，Vol. XII，№6，1969年6月
- 2) 佐佐木綱，明神証：都市および都市間高速道路のOD交通量の推定について——エントロピー法の各種先験確率式の検討，交通工学，Vol.5，№1，1970年7月
- 3) 米谷栄二：交通管制理論の確立，高速道路と自動車，Vol. XV，№5，1972年5月
- 4) 松永典昭：交通管制機器とその開発，高速道路と自動車，Vol. XV，№5，1972年5月

表-11 都市高速道路の交通管制例

道路名	ジョン・C・ロジャ フリーウェイ (アメリカ、デトロイト)	アイゼンハワー高速道路 (アメリカ、シカゴ)	首都高速道路 (日本、東京)	阪神高速道路 (日本、大阪-神戸)
設置年	1962年	1962年	1970年 (1968年実験システム)	1969年
システム要 素	1. CCTVによる混 雑監視 (流去) 2. ランプ入口の流 入制御 3. 主要地点の表示 板による情報提供	1. ランプ入口の流入 制御 2. 主要4地点の表示 板による情報提供	1. 本線上、ランプ入口 で表示板による情報提 供 2. ランプ流出入制御	1. 本線上、ランプ入口で表示板による情 報提供 2. 平常時、ランプ入口の流入制御 緊急時、ランプ出口の流出制御、ランプ 入口の流入制御
評価基準	1. 台・キロ板大	1. 旅行時間最小 2. 台・キロ最大	1. 旅行時間最小	1. 平常時、流入量最大 (L P 制御、一様 制御、逐次ランプ制御) 2. 緊急時、交通停滞量最小
制御範囲	北行9.6 Km (6マイル) 1. コンピュータ 元, CDC8090 および CDC8041 (4KW) 現, IBM1800	約32 Km (約20マイル) 1. コンピュータ GE1040, 16ビット8KW, 1.8μs 2. ランプ制御装置 27台 3. 検知器, 超音波 (本線上), ループ 式 (ランプ, 本線上) 166台	71.5 Km 1. コンピュータIDC 507, 16KW, 外部記憶 ドラム16KW 2. 伝送装置, FS50B/ S 3. 検知器, ループ式 177ユニット 4. CCTV カメラ15台 5. 表示板, 電光式, 字 幕式, 行灯式61台	74.1 Km 1. 中央処理コンピュータFACOM 270-30, 32KW (最大65KW) 16ビット, 0.9/s 外部記憶ドラム, 262KW×2台 2. 中継パッファ, 1KW (最大4KW)×5台 3. 伝送装置, FS200B/S 4. 検知器, 235ユニット (ループ式208ユニット, 超音波式27ユ ニット) 5. CCTV カメラ11台 モニター4台
制御装置	1. 検知器, 超音波 式ドップラレー ダ式			
制御情報	1. 速度, 時間オキ ュパンスー, 交通 量	1. 交通量, 速度, 時 間オキュパンスー 2. ランプ待ち行列長	1. 交通量, 速度, オキ ュパンスー 2. CCTVによる混雑状 況	6. 表示板, 電光式, 字幕式, 行灯式 1. 交通量, 速度, 時間オキュパンスー 2. CCTVによる混雑状況

5) 菊田隆裕: 欧米の高速道路における交通管制の動向, 高速道路と自動車, Vol. XV, 465, 1972年5月

6) 菊田隆裕: 欧米都市新交通システムと制御関連機器の調査, 道路, 1971年11月

第2章 平常時における交通管制

2-1 概 説

平常時の交通管制において中心となる考え方は、道路容量に対してランプからの流入量過多による渋滞すなわち自然渋滞の発生を予防することである。自然渋滞を未然に防ぐという意味では事前制御とよぶことができ、また交通需要の予測をもとにして自然渋滞の予測を行なうことになるので予測制御とよぶこともできよう。

1)
平常時におけるこのような制御の立場は、渋滞発生を予知することが可能ならば、予知されるにもかかわらずそれを放置することは許されないという点にある。高速道路上に円滑な交通流を維持するようにランプからの流入量を制御することによって、渋滞による疎通量の低減を防ぎ、結果的により多くの交通量を流すことが平常時における制御のもっとも重要な特徴なのである。

このように、平常時における制御はランプからの流入量の制御いわゆるランプ制御が中心となるのであって、これをできるだけ有効かつ確実におこなうための制御理論を確立することが本章の目的である。以下、本章では、予測の前提となる高速道路上の交通量の記述法に関する考察から、各種ランプ制御方式の提案ならびにその特徴の吟味をおこない、実用性を明らかにするために交通量予測をおこなっている。

まず、第2節においては、交通管制のために必要な交通情報の特性について概括的な説明をおこなう。交通情報としては、主として交通量、交通密度およびオキュパンシーをとりあげている。

第3節では、流入制御においてもっとも重要である本線上の区間交通量をランプからの流入交通量によって表わす数式モデルについての考察を行なっている。ここでは、交通流が定常状態である場合と非定常状態の場合とについてそれぞれ考察し、定常状態に対しては吸収マルコフ連鎖の理論を応用する方法、ランプ間のOD確率と最短経路行列とから影響係数行列を作成しこれをもちいて区間交通量を表わす方法の2つを提案し、前者を分岐確率をもちいる方法、後者を経路行列をもちいる方法とそれぞれ名付けて、その得失について考察している。また非定常状態に対しては、流入ランプから本線上各区間への到達時間を考慮に入れて同様の方法を考察している。

第4節では、まず制御の有効さを評価する基準(criteria)について考察し、総流入車数、高速道路の延べ利用距離(台・Km)および単位時間当たり延べ走行距離(台Km/時)の3つの尺度について概述している。ついで、平常時定常交通流の制御方式としてLP制御、一様制御および比例制御、非定常交通流の制御方式として逐次ランプ閉鎖制御を提案している。

第5節は、シミュレーションによる制御方式の評価であって、LP制御と逐次ランプ閉鎖制御との有用性を明かにしている。

第6節は、区間交通量を予測するための実証的研究である。ランプ流入交通量によって区間交通量を与えるための上記数式モデルのうち、経路行列をもちいる方法を中心に検討している。まず、阪神高速道路における、24時間のランプ間OD交通量の推定に佐佐木のエントロピー最大法²⁾が極めて精度の高い推定結果を与えることを明らかにし、この推定結果をもちいた区間交通量もほとんど無視する程度の小さい誤差で実績に一致することを示している。なお、この推定法を都市間（名神）高速道路のインターチェンジ間交通量の推定に適用した結果をも併せ示している。この実証によって、予測にもとづく流入制御の可能性がほぼ明らかにされたので、より短時間の交通量予測を行なって、その精度の良好さを示すと共に、予測誤差の実用的な修正法を考察し、予測制御の実用性を結論している。

2-2 交通情報とその一般的特性

交通制御を有効に実施するうえに、交通状態の把握が前提となることはいうまでもない。交通状態はいわゆる交通情報によって表わされるので、各種交通情報の特性について検討しておくことが大切である。

一般に高速道路上の交通流は、一般道路等におけるそれとくらべて、道路構造や出入制限などによっていわば整理された流れであるから変動要因が少なく、したがって信頼性の高い情報をえやすく、それだけ交通状態を正確に把握できると考えられる。

都市高速道路における交通制御に必要な情報は、交通特性が著しく異なる二つの部分すなわち高速道路本線とランプウェーからの情報に大別されよう。さらに細分すれば、たとえば高速道路本線の情報は、車線別、合流部とそれ以外、さらにはトンネル内の情報というように区別されるのであるが、これら種々の道路部分においてどのような種類の情報を収集するかは制御目的に依存する。

いずれにしても、交通情報の概括的な特性と場所に応じたその特性を明らかにしておくことが重要である。表-2.2.1にこれらを示した。³⁾

情報検知の手段は、機械と人間の判断との二つに大別される。人間の判断が極めて重要な役割を果たさなければならない場合もあると思われるが、交通管制システム自体の方向は中央集中管制方式にあり、機械による計測が主要な役割を果たすので、表-2.2.1には機械的に計測可能な情報のみを示している。なお、人間の判断を通ずる情報は、CCTV、非常電話、パトロール（自動車、ヘリコプターなど）によって収集される。

交通情報収集の直接の目的の一つは渋滞検知にあるから、この点からすれば、道路上の一横断面における情報でなく、比較的長い区間にわたる情報が望ましいわけである。このために密度はもっとも良い情報であるとされているが、計測誤差の問題、適切な測定区間長の問題など実用上の困難がある。⁴⁾一横断面における交通情報である交通量、速度（地点速度）は比較的計測が容易であることから、交通

量 q ，速度 v をもちいて $q=kv$ により k を推定する方法などが考えられるが，やはり精度上の問題がある。⁵⁾

これに対して，オキュパンシーは密度と類似した意味をもちっており，かつ計測が容易であるので，可能なもっとも有用な情報である。これに時間オキュパンシーと空間オキュパンシーがあり，それぞれつぎのように定義された情報である。

$$\text{時間オキュパンシー：Oct} = \frac{1}{T} \sum_{i=1}^{n_T} t_i = \frac{1}{T} \sum_{i=1}^{n_T} \left(\frac{l_i}{v_i} \right)$$

$$\text{空間オキュパンシー：Ocs} = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^{n_L} l_i$$

ただし，

l_i : 車 i の車長

v_i : " 速度

T : 計測時間

L : 計測区間長

n_T : T 時間交通量

n_L : L 内の存在台数

すなわち，時間オキュパンシーは一定計測時間内に道路上一地点が車によって占有された総時間の割合であって，上式では t_i が直接に計測される。空間オキュパンシーは，一定道路区間長のうち車によって占められている総延長の割合であって，通常長大ループによって計測される。空間オキュパンシーが交通密度の概念にさらに車長を加味した情報であることは，定義式から推察されるが，平均車長 l をもちいて $Ocs = n_L l / L$ とすれば明らかである。時間オキュパンシーについては，同じく l をもちいて， $Ocs = n_T l \Sigma(1/v_i) / T = n_T l / T \bar{v}_s$ (\bar{v}_s : 空間平均速度)と変形すれば，空間的な情報としての性質を基本的にもっていると考えることができよう。

一地点における交通情報の代表的なものは交通量である。制御のための交通情報としての交通量の最大の欠点は，それが交通状態を一意的に表わさないことにある。したがって，とくに渋滞検知を目的とする場合，交通量だけによることは危険である。

以上の交通情報に対して，直接に交通状態を表わすものではないが，交通状態に対して影響を及ぼすいわば外部的な情報も，交通管制上重要であることはいうまでもない。このような情報としては，霧，降雪量，凍結，火災，スモッグ，風などがある。さらに大気汚染度のような情報は，とくに都市内における交通管制上重要な情報である。

表一 2.2.1 交通情報の種類と比較³⁾

情報の種類	計数値	計量値	混雑度の検知適性	事故の検知適性	計測法と問題点	実施例
交通量	○		渋滞のない場合は適、渋滞が発生すると交通量は混雑にもかかわらず減少し、誤情報となる。	交通量だけからは検知困難	圧力感应形、金属感应形、形状感应形など通過検知可能な車両検知器を使用	多
速度		○	我国のように制限速度が比較的低い場合には平常時には速度変化があまりなく渋滞発生時点で急激に速度低下が現れるので、混雑度の計測は困難	検知はできるが自然渋滞による速度低下と区別が困難	2 定点に車両検知器をおき、その間の走行時間より算出する。 2 定点間に複数の車両が入らないような距離をとる必要がある。またはレーダーや超音波を用いたドップラ式検知器を使用。	少
密度	○		適	適	区間両端において交通量を検知し、流入、流出量の差により求める。車線を守らない車両の検知誤差による影響が大きい。最適測定区間長の選定が必要	少
時間車頭(車間)間隔			一般街路の地点感应信号制御用などの短時間情報に適する	困難	車両検知器とタイマーの組合せによる	多
時間オキュパンシー			適	適。ただし速やかに検知するためには測定箇所を密にする必要がある。	存在検知可能な車両検知器を用い、車両検知時間の積算値より求める 進行方	少

					向の検知子寸法は短い方が精度が高いが、停滞時に検知子が車間に位置し、不検知の可能性がある。	
空間オキュパンシー		○	適	適	長大ループ式検知器を使用するか、または存在検知可能な車両検知器を密に設置する。	少

2-3 ランプからの流入交通量による区間交通量の表示⁶⁾

2-3-1 定常交通流に対する表示法

はじめにのべたように、平常時交通制御の目標は、道路上の交通量を常に交通容量以下に抑えることによって、円滑な走行を保つように流入車制御を実行することにある。したがって、本線上の交通量が、各流入ランプからの流入交通量によって一意的に記述されていることが重要である。以下では区間交通量という言葉をもちいる。これは、本線を原則として流入・出ランプとの合・分流点および本線相互の合分流点で分割し、この分割された各区間に流れる交通量を意味する。

本節で考察する区間交通量の表示方法は、分岐確率をもちいる方法および経路行列をもちいる方法の二つであって、いずれも交通流が定常状態にあることを仮定した取り扱いである。

(1) 分岐確率をもちいる表示法

これは、交通量を吸収マルコフ連鎖として表現する方法である。

高速道路を流れの方向別に上述の様に分割し、この区間に番号(1, 2, …, h , … m)をつける。 m は全区間数である。

各区間交通量を $X_1, X_2, \dots, X_h, \dots, X_m$ とし、その行ベクトルを

$$X = (X_1, X_2, \dots, X_h, \dots, X_m) \quad (2.3.1)$$

で表わす。また、流入ランプ i 、流出ランプ j における流入、流出量を U_i, V_j として行ベクトル表示しておく。

$$\left. \begin{aligned} U &= (U_1, U_2, \dots, U_r), \quad r: \text{流入ランプ数} \\ V &= (V_1, V_2, \dots, V_k), \quad k: \text{流出ランプ数} \end{aligned} \right\} \quad (2.3.2)$$

いま、流入ランプを交通発生源、流出ランプを交通吸収源、高速道路上の区間を過渡状態に対応させて考えると吸収マルコフ連鎖の理論が適用できる。遷移確率行列 P は、流出ランプ、流入ランプ、区間の順に並べた標準形でつぎのようにかける。

$$P = \begin{pmatrix} I & O & O \\ R_1 & O & Q_1 \\ R_2 & O & Q_2 \end{pmatrix} \quad (2.3.3)$$

ここに、

I : $(k \times k)$ 単位行列

O : 零行列

R_1 : $(r \times k)$ 分岐確率行列

R_2 : $(m \times k)$ "

Q_1 : $(r \times m)$ "

Q_2 : $(m \times m)$ "

であって、 R_1 の各要素は流入ランプ i からの交通量が直接に流出ランプ j に流出する割合、また Q の要素はランプ i からの流入交通量が区間 n に流入する割合をそれぞれ示している。さらに、 R_2 は区間から流出ランプへの流出割合、 Q_2 は道路が分岐している場合に、分岐点上流区間の交通量が分岐後の各区間へそれぞれどれだけの割合で分岐するかを示す。

標準形(2.3.3)をもちいると、定常状態における区間交通量は

$$X = U Q_1 (I - Q_2)^{-1} \quad (2.3.4)$$

また、同じくランプからの流出交通量として

$$V = U [R_1 + Q_1 (I - Q_2)^{-1} R_2] \quad (2.3.5)$$

となることがわかっている。ここでいうまでもないが、ランプからの流入交通量、各分岐確率は⁷⁾いずれも定常状態にあるとして取り扱っており、ランプからの流入交通量は時間おくれなしに各区間および流出ランプに到着する表現になっている。

さて、単位時間で走行する区間の長さを実際にどのように設定するかについて考えてみる。区間長をあまりに短かくとると、分岐確率行列 R_2 、 Q_1 および Q_2 が非常に大きくなって、実際計算上の不利や困難を伴うこととなろう。実際に分岐や合流がない場合にはできるだけ一つの区間として扱おうことが望ましいのであって、これより短い区間に分割することはほとんど意味がないといえる。

逆に、あまりに長い区間にすると、一つの区間にいくつかの合流点・分岐点を含ませる場合をも生じかねず、このような区間では交通量は必ずしも一様でなくなって不都合である。このような点からして、平均ランプ間隔程度の区間長とし、実際条件に応じて適宜調整するという方法が妥当であろう。

分岐確率については、観測によって与える考え方と、ランプ間OD交通量の推定をもとにして推定する方法の二つが考えられる。経済的な問題さえいとわなければ、本線区間から流出ランプへの分岐率および、本線区間相互の分岐率を観測によって与えることができよう。たとえば、各分岐点の前後に検知器を配置し、常時交通量計測体制をとることが可能であれば、オンライン的に分岐率を定めることができるであろうし、さらにまた、このような観測資料の積み重ねを経て、曜日、時間帯ごとの分岐確率の吟味を行ない、オフライン的に分岐確率行列を設定しておくという方法も考えられる。

これに対して、このような観測が困難な場合には、ランプ間OD交通量を推定し、これを高速道路のネットワークに流して、各区間交通量を求めた上で分岐確率を算定できるであろう。ネットワークへのランプ間OD交通量の流し方は、つぎのべるようにランプ間の最短経路への配分で十分であろう。これによって算定される分岐確率は、いうまでもなく、ランプ間OD交通量の推定対象時間内で一定である。

ここに述べた分岐確率をもちいる方法は、分岐地点における交通量のOD構成の変化に無関係に、分岐確率を一定としておく点に大きな非合理性が認められる。流入交通量に関して定常状態の続く限りにおいては十分の合理性が認められるものの、現実の流入交通量が各流入ランプで一様に増減するものでもなく非定常に変化するものであるから、これに伴って分岐地点における交通量のOD構成は変動するものである。このことにより、分岐確率一定の仮定のままでは流入車制御を実施することは危険である。

(2) 経路行列をもちいる表示法

ここにおいては分岐確率によって区間交通量を表現せずに、OD構成に直接結びつく経路行列をもちいることにより区間交通量を表示してみる。この方法においては、OD交通量の推定は不可欠の作業となる。ランプ間OD交通量の推定については本章第6節でのべることとし、ここでは、ランプ間OD交通量を所与とする。

まず経路行列についてのべておく。

図-2.3.1のように、点①を出発点として他の点②、③、④、⑤に至る一つのネットワークを考える。点

①から他のすべての点に至る経路を

示す行列 R_1 はつぎのような行列形式で表わされる。

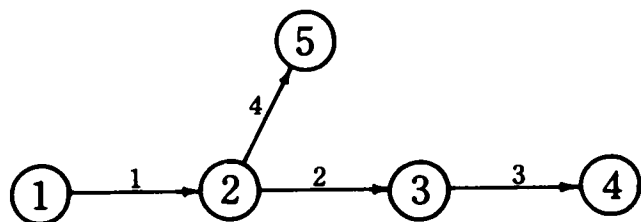


図-2.3.1 ①を根とするツリー

$$R_1 = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 \end{matrix} \\ \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} & \begin{matrix} \textcircled{1} \rightarrow \textcircled{2} \\ " \rightarrow \textcircled{3} \\ " \rightarrow \textcircled{4} \\ " \rightarrow \textcircled{5} \end{matrix} \end{matrix}$$

すなわち、点①に関する経路行列は、①を出発点とするODを行に、アーク名を列にそれぞれ並べ、各OD間を結ぶ経路がアークを含むときに1、そうでないときには0なる要素をもつ。

上の例で、点①を流入ランプ、②、③、④、⑤を流出ランプ、アーク1、2、3、4を道路区間と考えれば、 R_1 は流入ランプ①に対する経路行列である。都市高速道路網において、車は目的とする流出ランプへの最短経路を選択すると考えてよい。各流入ランプについて、最短経路行列をつくることは容易である。

流入ランプ*i*に関する最短経路行列を R_i とすると、一般に

$$R_i = (r_{ij,k}) \quad , \quad i = 1, 2, \dots, r \quad (2.3.6)$$

ここに

$$r_{ij,k} = \begin{cases} 1 & \text{流入ランプ } i \text{ から流出ランプ } j \text{ への最短経路が区間 } k \text{ を通るとき} \\ 0 & \text{そうでないとき} \end{cases}$$

$r = \text{流入ランプの数}$

と表わすことができる。 R_i の行の数は一般に流出ランプの数、列の数は区間の数に等しい。したがって、現実には高速道路のネットワークが大きく、流入・流出ランプ数が多くなれば、経路行列はきわめて大きいものになる。

ランプ間OD分布は所与であるとする。いま、ランプ*i*から入った車がどの流出ランプへむかうかの割合を、行ベクトルで

$$P_i = (P_{i1}, P_{i2}, \dots, P_{ik})$$

$$\sum_{j=1}^k P_{ij} = 1 \quad , \quad k = \text{流出ランプ数} \quad (2.3.7)$$

と表わすことにすると、 m 個の要素から成る行ベクトル

$$P_i R_i \quad , \quad i = 1, 2, \dots, r$$

の各要素は、流入ランプ*i*から1台の車が流入したときの各区間の交通量を表わしている。

いま、

$$Q = \begin{pmatrix} P_1 R_1 \\ P_2 R_2 \\ \vdots \\ P_i R_i \\ \vdots \\ P_r R_r \end{pmatrix} = (Q_{ih}) \quad (2.3.8)$$

なる r 行 m 列の行列をつくる。ここで、行列 (2.3.8) において各列の和をとれば、各流入ランプからそれぞれ 1 台の流入車があった場合の各区間交通量を表わすことになる。すなわち、行列 (2.3.8) の各成分は、それぞれの流入ランプから 1 台の車が入った場合に各区間交通量にどのような影響を及ぼすかという“重み”を表わすものであり、このことから (2.3.8) に示す行列を影響係数行列とよぶことにする。

(2.3.2) に示す流入量 U が与えられたときの区間交通量は行列 (2.3.8) をもちいて、

$$X = UQ \quad (2.3.9)$$

で与えられる。

以上(1)、(2)が定常交通流に対する区間交通量の表示法である。

2-3-2 非定常交通流に対する表示法

(1) 分岐確率をもちいる表示

さて、上に述べた区間交通量の表示法は、定常状態におけるものであったが、実際にはある区間の交通量は一定の時間遅れを伴って他の区間の交通量となっているので、流入交通量が時間的に変動する場合には各区間交通量も時間的な変動をきたすことになり、定常状態としての交通量とはかなり異なった交通量が観測されることになる。そこで、各区間交通量の時間遅れを考慮に入れて区間交通量を表示する方法について考察してみよう。

いま、離散的な時刻を考え、単位時間を適当にとって 1 で表わし、この単位時間で走行する区間長をもつ区間に道路を分割し、この区間数をやはり m で表わす。すなわち隣接区間相互の所要時分はいずれも同一であるとする。

いま、時刻 t における区間 h の交通量を $X_h(t)$ 、ランプ i からの流入量を $U_i(t)$ とすると、

$$X_h(t) = \sum_i U_i(t-1) q_{ih}^{(1)} + \sum_g X_g(t-1) q_{gh}^{(2)} \quad (2.3.10)$$

$$h = 1, 2, \dots, m$$

ここに,

$q_{ih}^{(1)}$: 流入ランプ i から区間 h への分岐確率で標準形 (2.3.3) の Q_1 の要素,

$q_{gh}^{(2)}$: 区間 g から h への分岐確率で, 同じく Q_2 の要素

$i = 1, 2, \dots, r$

$g = 1, 2, \dots, m$

式 (2.3.11) を分岐確率行列 Q_1, Q_2 をもちいて, 行ベクトルで表わせば,

$$X(t) = U(t-1)Q_1 + X(t-1)Q_2 \quad (2.3.11)$$

式 (2.3.11) によって時刻 t における各區間交通量を与えたが, これによれば時刻 t における各區間交通量は, それぞれ 1 単位時間前の流入量および區間交通量によって表示されることになる。流入車制御の観点だけから考えると式 (2.3.11) によれば, 1 単位時間前の流入交通量だけが制御可能となり, 式 (2.3.11) の右辺第 2 項については制御不可能となる。そこで, 式 (2.3.11) に示す $X(t)$ を, それを構成しているすべての過去の流入交通量によって表わそうとすれば, 考えられる区間の中で最も多くの区間数だけさかのぼればよい。そこでこの区間数 (単位時間数) を τ とする。

いま, t から $(\tau - 1)$ 単位時間だけ過去の時間における区間交通量ベクトルは

$$X(t - \tau + 1) = U(t - \tau)Q_1 + X(t - \tau)Q_2$$

上式の右辺第 2 項 $X(t - \tau)Q_2$ を左辺に移して

$$X(t - \tau + 1) - X(t - \tau)Q_2 = U(t - \tau)Q_1$$

この両辺に $Q_2^{-(t-\tau+1)}$ を乗じて

$$\begin{aligned} X(t - \tau + 1)Q_2^{-(t-\tau+1)} - X(t - \tau)Q_2^{-(t-\tau)} \\ = U(t - \tau)Q_1Q_2^{-(t-\tau+1)} \end{aligned} \quad (2.3.12)$$

ここで,

$$X(t)Q_2^{-t} = H(t) \quad (2.3.13)$$

とおくと, 式 (2.3.12) は

$$H(t-\tau+1)-H(t-\tau)=U(t-\tau)Q_1Q_2^{-(t-\tau+1)}$$

となる。 τ として1から τ までの値を代入するとつぎのようになる。

$$H(t)-H(t-1)=U(t-1)Q_1Q_2^{-t}$$

$$H(t-1)-H(t-2)=U(t-2)Q_1Q_2^{-(t-1)}$$

.....

$$H(t-l+1)-H(t-l)=U(t-l)Q_1Q_2^{-(t-l+1)}$$

.....

$$H(t-\tau+1)-H(t-\tau)=U(t-\tau)Q_1Q_2^{-(t-\tau+1)}$$

両辺の和をとると

$$\begin{aligned} H(t)-H(t-\tau) &= U(t-1)Q_1Q_2^{-t} + U(t-2)Q_1Q_2^{-(t-1)} + \\ &\dots\dots\dots + U(t-l)Q_1Q_2^{-(t-l+1)} + \dots\dots + U(t-\tau)Q_1Q_2^{-(t-\tau+1)} \\ &= \sum_{l=1}^{\tau} U(t-l)Q_1Q_2^{-(t-l+1)} \end{aligned} \quad (2.3.14)$$

が成立する。式(2.3.13)より

$$X(t)=H(t)Q_2^t$$

式(2.3.14)に Q_2^t を乗じて

$$X(t)-X(t-\tau)Q_2^{\tau}=\sum_{l=1}^{\tau} U(t-l)Q_1Q_2^{l-1}$$

したがって、時刻 t における区間交通量は次式で与えられる。

$$X(t)=\sum_{l=1}^{\tau} U(t-l)Q_1Q_2^{l-1}+X(t-\tau)Q_2^{\tau} \quad (2.3.15)$$

式(2.3.15)の右边第1項は、時刻 $(t-1)$ 、 $(t-2)$ 、.....、 $(t-\tau)$ にそれぞれのランプから高速道路本線上に流入した車が本線上でそれぞれ0、1、...、 $\tau-1$ 回の分岐を繰り返した後(区間を単位にとってあるので分岐点のない場合も考えられるが、このような場合には分岐確率は1となっている)、時刻 t に各区間に存在する交通量を表わしている。また右边第2項については、時刻 $(t-\tau)$ にそれぞれ τ 個だけ上流の区間に存在した交通量が τ 回の分岐を繰り返して時刻 t に各区間に存在する交通量を表わしている。結局、式(2.3.15)によって時間遅れを考慮に入れた区間交通量が表わされたことになる。この表示法では、流入交通量の時間的変動が考慮されているの

に対して、分岐確率は一定としているわけで、この点前項(1)の最後にのべたような欠点をもっているといえよう。

なお、流入量に時間的な変動のない場合、すなわち、

$$U(t-1)=U(t-2)=\dots\dots\dots=U(t-\tau)=U$$

の場合には、式(2.3.15)において τ を無限大にとると、右辺第2項の Q_2^τ は無限回の分岐を繰り返すことになり、

$$\lim_{\tau \rightarrow \infty} Q_2^\tau = 0$$

となるから、結局右辺第1項だけが残る、

$$\begin{aligned} X &= U Q_1 [I + Q_2 + Q_2^2 + \dots\dots] \\ &= U Q_1 (I - Q_2)^{-1} \end{aligned}$$

これは式(2.3.4)に一致しており定常交通流に対する表示となっているわけである。

(2) 経路行列をもちいる表示法

前項と同様に、経路行列をもちいる非定常状態の場合における区間交通量の表示法について考察してみよう。

流入ランプ*i*から流入した車が区間*h*に到達するに要する時間を τ_{ih} とすると、時刻*t*に区間*h*に存在する交通量は、これを $X_h(t)$ として、

$$X_h(t) = \sum_{i=1}^r U_i(t - \tau_{ih}) Q_{ih} \quad (h = 1, 2, \dots, m) \quad (2.3.16)$$

で表わされる。ここに Q_{ih} は(2.3.8)によって定義される影響係数行列の*ih*要素である。

2-4 平常時の制御方式

2-4-1 平常時制御の目標

平常時における制御の目標はいうまでもなく、道路上各区間とも車両の円滑な走行を実現することである。平常時制御の中心課題は、いわゆる自然渋滞の発生を防ぐことであって、この意味で予防的制御であり、また、事故発生後に緊急処置としてとられる一連の事後的な制御手段に対して事前制御とよぶこともできる。

自然渋滞の発生を予防するために、ランプにおける流入車制御を行なうのであるが、このためには

渋滞の予測が前提となる。前節では、分岐確率またはランプ間OD分布が与えられることを前提として、区間交通量をランプからの流入交通量で記述する方法について考察した。ランプの流入交通需要が予測されたならば、これによって区間交通需要が算定されるわけであって、適切に設定された区間交通容量に対して、渋滞発生の有無を判断することが可能である。この場合に直接に必要な交通情報は、ランプにおける流入交通量であるが、その他の情報としては、のちにのべるように前提となるランプ間OD分布推定のためのランプ流入・流出交通量、あるいは分岐確率をもちいる場合にはランプ流入・流出交通量、区間交通量などがある。

予測される区間交通需要が、適切に定められた区間交通容量を超過する場合、これをそのままに放置すれば流入過多による自然渋滞が発生することになるから流入制御によって、区間交通量が区間交通容量をこえないレベルまで引き下げることが問題となる。

さて、区間交通量が区間交通容量をこえないように、ランプからの流入量を制御する場合、制御の基準 (criteria) を何におくかについて明確にしておくことが大切である。都市高速道路の機能、運用の制度などに関連して、つぎのような考え方があげられる。

- 1) 総流入車数を最大にすること
- 2) 高速道路の延べ利用距離を最大にすること
- 3) 単位時間当りの延べ走行距離を最大にすること

1) は、均一料金制度を前提とするかぎり、料金収入最大を意味していることは明らかである。したがって、この制御基準によって流入車制御をおこなうことは、利用者に対して渋滞のない円滑な走行というサービスの提供を目標とする一方で道路財政の立場からも望ましい考え方の一つであるといえよう。

2) は、高速道路利用車の総台・Km最大の基準であって、短距離利用車に対して相対的に長距離利用車を優先する傾向をもっている。長距離トリップ優先の考え方は、一般的に空間的な拡大をつづける都市域の中で、城内相互間とくに都心部と周辺部との間の交通の時間短縮を通じて地理的距離の短縮と同じ意義をもたらすという都市高速道路の機能にそうものと考えられよう。⁸⁾ 流入交通量の過多によって引き起こされる渋滞は、この機能の低下につながるわけで、制御の必要性が強調されるのである。

3) は、総台・Km/時を最大にすることである。これは、区間 n における交通量 X_n 、速度 v_n をもちいて、形式的には

$$\sum_n X_n v_n \rightarrow \text{最大}$$

と表わされる。ただし、ここでは、各区間とも渋滞をおこさないという前提のもとで考えているので、

つぎの条件をおいてみる。

$$v_{hc} \leq v_h \leq v_{ho}$$

ここに、 v_{hc} (v_{ho}) は区間 h における臨界 (最大) 速度である。しかしながら、たとえば、式 (2.3.16)

$$X_h(t) = \sum U_i(t - \tau_{ih}) Q_{ih}$$

によって X_h を表すものとしても、この場合には所要時間 τ_{ih} が途中の各区間の速度に依存することを考慮に入れなければならないので問題は極めて複雑となる。交通量 X_h 自身は速度 v_h の関数であるから、形式的表現 $[\sum X_h v_h \rightarrow \text{最大}]$ そのものは非線形の問題である。したがって、この種の問題に対してはシミュレーションの適用が考えられるが、シミュレーションによって目的とするランプ流入交通量のパターンを定めることは極めて困難である。とくに、オンラインリアルタイムの制御においてはほとんど不可能と考えなければならない。

さて、以上は、流入車制御の効率を示すための基準であるが、単に流入車制御のみを目標とするにしても、対象とする都市高速道路網の形態、あるいは O/D 特性などによってそれぞれ異なった流入車制御をする必要があると思われる。たとえば、放射環状型の都市高速道路網を考えてみると、都心部にある環状部分についてはかなり定常的な流れが強くなるであろうし、都心から外部に伸びた放射部分については通勤交通等を含めて朝夕において時間的な変化の大きい流れとなるであろう。また O/D 特性にしてもトリップ長の長い部分と短い部分では制御方式の選択により、効果の現われ方に時間的な差、あるいは効果の大小があるであろう。

以下においては定常状態における制御と、非定常状態における制御とを大別して、それぞれ考えられる各種の制御方式をあげるとともにそれぞれについての目的、意義などを考察しながらその特色を明らかにしていく。

9)

2-4-2 定常交通流の制御方式

流入交通量が時間と共に急激に変動する場合には、区間交通量の記述には各ランプからの到着時間を考慮に入れることが重要である。これに対して、流入交通量の変化が比較的小さくて無視できる程度であれば、ランプからの到着時間を考慮に入れずに、定常交通流としての区間交通量の表現が可能である。これらについては、すでに前節でのべた

本項においては、流入交通量が定常状態を保っているものとみなされる都市高速道路、あるいは 1 日のうちのある時間帯については定常状態が保たれているとみなすことのできる都市高速道路を対象とした制御方式について考察する。いうまでもなく、ランプ間の O/D 分布についても定常状態を仮定

している。

(1) LP制御方式

区間交通量が区間交通容量をこえないように流入車を制御するのであるが、その際、制御の基準としては、前項1), 2)が考えられる。したがって、区間交通量の表現式と制御基準とによって、この制御方式の数学的表現にもいくつかある。

(i) 総流入車数最大の基準による場合

分岐確率による区間交通量の表現式(2.3.4)をもちいれば、区間交通量が容量をこえないという条件

$$UQ_1(I-Q_2)^{-1} \leq C \quad (2.4.1)$$

ただし、 C は区間交通容量の行ベクトル表示で $C=(C_1, C_2, \dots, C_m)$ 、のもとで総流入車数を最大、すなわち

$$\sum_{i=1}^r U_i \rightarrow \text{最大} \quad (2.4.2)$$

とするような、ランプからの流入交通量を決定する制御である。この問題は、線型計画法の問題であって、各ランプの許容流入交通量がその解として算定されるので、LP(Linear Programming)制御とよぶことにする。

また、経路行列による区間交通量の表現式(2.3.9)をもちいれば、制御条件式(2.4.1)のかわりに、

$$UQ \leq C \quad (2.4.3)$$

のもとで、 $\sum U_i$ を最大にするような流入交通量を求める問題となる。

現実の問題として、式(2.3.4)もしくは式(2.4.1)において、分岐確率が時間的に不変であるとする仮定が成立せず、あるいは分岐確率をランプ間OD交通量の推定にもとづいて算定するために、実際に流れる刻々の区間交通量と計算上の区間交通量とは必ずしも一致しないと思われる。一般的にこの両者の差を ε で表わして

$$Y = X + \varepsilon$$

ただし、 Y は実際の刻々の区間交通量 Y_1, Y_2, \dots, Y_m の行ベクトル表示である。この ε の要素があまりに大きいと式(2.4.1)のままで制御そのものの確実性が問題となるのである。何らかの方法によって、この ε が計算されるならば、時刻ごとに計算される ε をもちいて

$$Y \leq C$$

すなわち

$$UQ_1(I-Q_2)^{-1} + \varepsilon \leq C \quad (2.4.4)$$

なる制約条件を式(2.4.1)にかえてもちいることとなる。

経路行列をもちいる場合の条件式(2.4.3)についても同様に、

$$UQ + \varepsilon \leq C \quad (2.4.5)$$

を、式(2.4.3)にかえてもちいる。

この ε の大きさ等については、のちに区間交通量の予測において検討することとする。

なお、流入交通量は負であってはならないので、つぎの条件を加えておく。

$$U \geq 0 \quad (2.4.6)$$

(iii) 高速道路の延べ利用距離最大の基準による場合

この場合には、各ランプから流入する車の高速道路利用距離をしることがまず必要である。

分岐確率をもちいる場合、式(2.3.4)の $Q_1(I-Q_2)^{-1}$ の要素を q_{ih} とすると、 q_{ih} は、ランプ i から流入した1台の車が、いくつかの区間を通過したのち、区間 h を通過する期待台数を表わしている¹⁰⁾ したがって、ランプ i からの1台の車についての高速道路利用距離の期待値は、区間 h の区間長を l_h として、

$$\bar{l}_i = \sum_{h=1}^m q_{ih} l_h$$

と表わすことができる。 U_i 台の流入交通量がある場合、その期待利用距離は $U_i \bar{l}_i$ であるから、結局延べ利用距離は

$$\sum_{i=1}^r U_i \bar{l}_i$$

のように、形式的には極めて当然の表現となる。

以上を行列表示して、分岐確率をもちいる場合の制御方式を次式で表わすことができる。制約条件(2.4.4)

$$UQ_1(I-Q_2)^{-1} + \varepsilon \leq C$$

のもとで、

$$\left. \begin{array}{l} \sum U_i \bar{l}_i \rightarrow \text{最大} \\ \text{ただし, } \bar{l}_i = Q_1 (I - Q_2)^{-1} l \text{ の第 } i \text{ 行要素} \\ l = (l_1, l_2, \dots, l_m)^T \\ \text{となるような流入交通量 } U_i (\geq 0) \text{ を求める。} \end{array} \right\} \quad (2.4.7)$$

さきにのべたように、分岐確率の決定には2通りの方法が考えられる。一つは観測、他はランプ間OD交通量の推定をもとにして算定する方法である。上述の制御方式では、分岐確率は観測によって与えられるものと想定しているのであるが、ランプ間OD分布が推定されていれば目的関数の表現にはこれをもちいる方が簡明である。

ランプ*i*から流入する車の平均利用距離 \bar{d}_i は、式(2.3.7)をもちいて、

$$\bar{d}_i = P_i d_i, \quad i = 1, 2, \dots, r$$

ただし、

$$d_i = (d_{i1}, d_{i2}, \dots, d_{ik})^T$$

d_{ij} = ランプ*i*と流出ランプ*j*との間の距離

これをもちいて、制約条件式(2.4.4)のもとで、つぎのような流入交通量を算定する。

$$\sum_{i=1}^r U_i \bar{d}_i \rightarrow \text{最大} \quad (2.4.8)$$

経路行列 R_i と区間距離行ベクトル $l = (l_1, l_2, \dots, l_m)^T$ をもちいれば、

$$\bar{d}_i = P_i R_i l$$

と表わすこともできるが、実際計算に際しては、上の $\bar{d}_i = P_i d_i$ による方が簡便であろう。

経路行列をもちいる場合の制御方式は、制約条件式(2.4.5)、(2.4.6)のもとで、式(2.4.8)のように流入交通量を求めることに帰する。

(iii) LP制御方式に関する2, 3の検討

(イ) 流入需要量

これまで、区間交通容量、分岐確率、影響係数(ランプ間OD分布)、区間距離あるいはランプ間距離が与えられたものとして、制御方式を記述してきたのであって、流入需要量についてはとくに考慮を払わなかった。したがって、以上のべてきた制御方式は、各ランプの流入需要量が解としてえ

られる各許容流入量以上である場合に、はじめてその目的を達成できるものである。需要量を見れば、需要量以上の流入量を許容するという不都合な制御となることもある。この場合、現実には制御目的にそった最適な制御とはならない。

したがって、より現実にそった許容流入量の条件

$$U \leq U^d \quad (2.4.9)$$

を付加することが重要である。ここで U^d はランプからの流入需要量の行ベクトル表示である。この条件を付加することによってえられる目的関数の最大値（総流入交通量、高速道路の延べ利用距離）は現実に可能な最大値であって、それがない場合にくらべて一般に小さくなることは当然である。

(ロ) 流入量の下限

さらに、許容流入量の下限を式(2.4.6)にかえて、一般的につぎのように設定することにより、一層現実にそった制御を行なうことができると考えられる。すなわち、

$$U \geq U^l \quad (U^l \text{は下限値}) \quad (2.4.10)$$

この下限条件は、需要量が非常に多いにもかかわらず、0もしくは極めて少ない流入量しか許容されないケースや流入待ち行列が平面街路の交通混雑をひきおこすような事態を、さけるように設定するのである。

(2.4.9) (2.4.10) をあわせた条件

$$U^l \leq U \leq U^d \quad (2.4.11)$$

を設けることによって、LP制御を一応現実にそったものとすることができる。

ただし、 U^l の決め方如何によっては、LP解が存在しなくなる点に注意しなければならない。式(2.4.4)または式(2.4.5)において

$$U^l Q_1 (I - Q_2)^{-1} + \varepsilon \leq C$$

$$\text{または} \quad U^l Q + \varepsilon \leq C$$

であれば少なくとも解は存在する。したがって、流入需要のレベルや流入路の条件に応じて、ランプ流入量の下限パターンをいくつか設定しておき、選択的に U^l をもちいるようにすることなどが考えられる。いうまでもないが、 $0 \leq U \leq U^d$ の場合にくらべて、 U の可能な領域はより制限されているので、総流入台数もしくは総台・Kmは一般に減少する。なお、上のように解の存在する範囲で設定し

た U^l に対して, 新たに $U_1 = U - U^l$ とおけば, このときの制御は

$$U_1 Q_1 (I - Q_2)^{-1} + \varepsilon \leq C', \quad C' = C - U^l Q_1 (I - Q_2)^{-1}$$

または $U_1 Q + \varepsilon \leq C'', \quad C'' = C - U^l Q$

および $0 \leq U_1 \leq U^d - U^l$

のもとで,

$$\sum_i U_{1i} \bar{l}_i, \quad \sum_i U_{1i} \bar{d}_i$$

の最大を求める問題として記述される。流入許容量が $U^l + U_1$ であることはもちろんである。

(v) ランプにおける流入制御量

自明のことであるが, 総流入量最大の基準による LP 制御方式は, ランプにおいて流入を抑制される総台数最小の基準に等価である。経路行列をもちいる場合について, これはつぎのように示される。流入制御量行ベクトルを ΔU で表わせは

$$U = U^d - \Delta U$$

これを, 条件式 (2.4.5) に代入して

$$- U^d Q + \varepsilon \leq C + \Delta U Q$$

すなわち

$$\Delta U Q - \varepsilon \geq U^d Q - C \quad (2.4.12)$$

また, 式 (2.4.11) から

$$0 \leq \Delta U \leq U^d - U^l$$

この2つの条件のもとで, 総流入量を最大にするのであるが

$$\begin{aligned} \sum U_i &= \sum (U_i^d - \Delta U_i) \\ &= \sum U_i^d - \sum \Delta U_i \end{aligned}$$

において, U_i^d はランプ i からの流入需要で既知として扱かうので, $\sum U_i$ 最大値は, 総制御量 $\sum \Delta U_i$ 最小に等価である。式 (2.4.12) の右辺 $(U^d Q - C)$ は計算上の容量超過分であって, 結局, こ

の超過分を下まわらないようにして、総流入制御量を最小にする問題となっている。

(一) 分岐確率法と経路行列法の比較

さて、LP制御方式において分岐確率をもちいた場合と経路行列をもちいた場合との違いについてふれておく必要がある。すでに述べたように、分岐確率はある区間からそれに隣接する区間への分岐の割合として定義される。したがって、各ランプの流入量に変化したり、あるいは各区間のOD構成が変化すれば、これにしたがって変動するはずである。制御によっていくつかのランプの流入量が制限された場合、分岐確率は変化するにもかかわらず、上の制御方式ではこれを一定として扱っているわけである。

これに対して、経路行列はランプからの流入量や区間のOD構成に直接依存しないので、これをもちいた区間交通量の算定はより合理的であるといえる。

実際計算上の観点から重要な問題がある。すなわち、分岐確率による場合、区間長を都市高速道路の平均ランプ間隔1.5～2.0 Km程度にとるとすれば、たとえば総延長150 Kmのネットワークに対する分岐確率行列 Q_2 の行、列数はいずれも100～75程度の大きさとなり、基準形 $(I - Q_2)^{-1}$ の計算が困難である。区間を適当に統合して長くとることも考えられるが、こうすればこの区間内の交通流は必ずしも一様でなくなることもとなり、現実的でない。

以上の考察により、LP制御方式の採用にあたっては、経路行列をもちいる方法が合理的かつ実際上可能であるといえる。

(2) 一様制御方式

(i) 一様制御(1)

LP制御方式では、各区間交通量をそれぞれの交通容量以下に保ちながら総流入車数、または総台・Kmを最大にすることを目的としている。この方式では、流入需要が多いにもかかわらず極めて小さい流入量しか許容されないなど必ずしも実際的でない制御となるおそれがある。このための一方策として、前項の(ロ)では適宜流入量に下限を設定することを考えたのである。

ここではまず一つの容量超過区間だけに着目して、つぎの原則による制御量を求めてみる。容量超過区間に関係する(この区間に対する影響係数が0でないような)各ランプにおける制御量によって当該区間に生ずる交通量減少分が、この区間における各ランプからの交通量の構成比に比例するようにする。すなわち、ランプ i における制御量、流入需要量をそれぞれ ΔU_i 、 U_i^d 、超過区間 h の総交通量を X_h^d とすると

$$\Delta U_i Q_{ih} = K \cdot (U_i^d Q_{ih} / X_h^d),$$

ここに、 Q_{ih} は区間 h に対するランプ i の影響係数、 K は定数である。各ランプにおける制御 ΔU_i がこ

の区間に及ぼす効果の和をちょうど容量超過 ΔX_h に等しくすることとして

$$\begin{aligned}\Delta X_h &= \sum_i \Delta U_i Q_{ih} \\ &= K \cdot \sum_i (U_i^d Q_{ih} / X_h^d) \\ &= K, (\sum_i U_i^d Q_{ih} = X_h^d)\end{aligned}$$

よって,

$$\left. \begin{aligned}\Delta U_i &= \Delta X_h \cdot U_i^d / X_h^d \\ &= \alpha_h U_i^d \\ \alpha_h &= \Delta X_h / X_h^d = 1 - C_h / X_h^d \\ C_h &= \text{区間 } h \text{ の容量}\end{aligned} \right\} \quad (2.4.13)$$

すなわち、各ランプにおける制御量の流入需要量に対する割合をすべて当該区間の需要交通量に対する容量超過の割合に等しくすることになる。容量超過区間が2つ以上ある場合には、まずどれかの区間についてこの制御計算を行ない、なお容量超過区間が残っているか否かを吟味しつつ、超過区間がなくなるまで同様の計算をくり返すか、あるいは、つぎにのべるように一様制御(2)によればよいであろう。

この制御は、当該区間に関係するすべての流入ランプに対して、その影響係数の大小にかかわらず一律に α_h なる制御割合をもちいるので、一様制御方式とよぶ。総流入台数や総台・Kmの大きさという観点からは一般に効率が低いといえる。

(ii) 一様制御(2)

つぎにLP制御方式の採用にあたって分岐確率をもちいる場合、その欠陥とされるところは、流入車制御により各区間においてOD構成が変化することにより分岐確率もまた変化すべきところを一定のままにした点である。ここにおいては各区間のOD構成を変化させない制御方式、すなわち分岐確率を一定のままとするのできる制御方式としての一様制御方式を考える。すべての流入ランプにおいて一定比率だけの流入車制御をしたとすれば、各区間交通量もまた一定比率だけの減少をみる。すなわち流入交通量と区間交通量の間の式

$$X = U Q_1 (1 - Q_2)^{-1}$$

によれば、 X と U の関係は線型であるから U が一定比率、すなわち α 倍されることにより、 X もまた α 倍されるのである。この間に区間交通量は絶対量において α 倍されただけで、それぞれのOD構成比は変化しないから、分岐確率は一定のままである。

いま、都市高速道路上の各区間交通量がその交通容量を超過した値を行ベクトル ΔX とすれば、すべての要素について

$$\alpha \times U^d Q_1 (I - Q_2)^{-1} \geq \Delta X \quad (2.4.14)$$

を満足するような $100\alpha\%$ だけ、すべてのランプにおいて流入量を制御するものである。なお、上式で、 $\Delta X = U^d Q_1 (I - Q_2)^{-1} - C$ であるから、つぎのように変形できる。

$$\alpha \geq E - r$$

ただし、 $E = (1, 1, \dots, 1)$

$$r = (r_1, \dots, r_h, \dots, r_m)$$

$$r_h = C_h / X_h^d$$

$$X_h^d : U^d Q_1 (I - Q_2)^{-1} \text{の第} h \text{要素 (区間} h \text{の需要交通量)}$$

これから、一様制御の比率 α をつぎのように表わすことができる。これは、さきの式(2.4.13)による一様制御方式と同じであるが、制御を関係ランプだけに限定せず全ランプを対象とする点で異なる。

$$\alpha = \max. (1 - r_h) \quad (2.4.15)$$

式(2.4.14)または(2.4.15)による一様制御方式は、これまでに出てきたような分岐確率をもちいる流入車制御方式の場合、分岐確率を一定とすることが不合理であるために、分岐確率を一定としておくことができるような方式として考えたものである。したがって、容量超過区間に関係がない(当該区間に対する影響係数が0である)流入ランプまでも制御の対象となるので、LP制御にくらべて効率が悪いことは明らかであろう。また一様制御(1)では、容量超過区間に関係のある流入ランプに対してだけ式(2.4.13)で示される一様な制御割合 $\alpha_h = \Delta X_h / X_h^d = 1 - r_h$ を課そうとするものであるから、これに比べてもこの制御方式は効率が悪いといえる。しかしながら、式(2.4.15)からも明らかのように、各区間ともほぼ一様に交通量が多く、 r_h が各区間ではほぼ相等しい場合、あるいは比較的トリップ長の長い車で容量をこえる区間が多いような場合などには、この制御の非効率性はそれほど問題とはならないであろう。

さて、以上のべた定常状態における各種制御方式は、都市高速道路網が大きい場合には、流入ランプからの到着時間おくれの問題を实际上必ずしも無視できないこともあり、また効率上の視点から、比例制御、一様制御などは実用性に劣ると考えられるかもしれない。しかしながら、都市高速道路では均一料金圏の設定が行なわれる関係上、本線上に設置されるチェックポイントと各ランプとを含めた均一料金圏内を定常状態と考えて制御することは、実用上十分可能である。

(3) 比例制御方式

ここでは、容量超過の区間について、その超過分を、その区間の各ランプ流入量の構成比に比例させて、それぞれ異なった比率で各流入ランプに配分することを考える。この配分量をもって各流入ランプにおける制御量とする。

容量超過区間を h とする。この区間の交通量 $X_h^d = \sum_i U_i^d Q_{ih}$ のうち、流入ランプ i からの交通量の割合は $U_i^d Q_{ih} / X_h^d$ であるから、ランプ i における制御量 ΔU_i はつぎのように表わされる。

$$\Delta U_i = K (U_i^d Q_{ih} / X_h^d)$$

K : 比例定数

しかるに、 ΔU_i ($i = 1, 2, \dots, r$) が区間 h にもたらす効果は $\Delta X_h = X_h^d - C_h$ でなければならないから、

$$\begin{aligned} \Delta X_h &= \sum_i \Delta U_i Q_{ih} \\ &= K \sum_i (U_i^d Q_{ih}^2 / X_h^d) \\ K &= X_h^d \cdot \Delta X_h / \sum_i U_i^d Q_{ih}^2 \end{aligned}$$

したがって、

$$\Delta U_i = \frac{U_i^d Q_{ih}}{\sum_i U_i^d Q_{ih}^2} \cdot \Delta X_h \quad (2.4.16)$$

この ΔU_i がランプ i の制御量である。なお、これをもちいれば、制御条件はみたされることをつぎに示しておく。 $(U_i^d - \Delta U_i)$ はランプ i からの流入許容量であるから

$$C_h = \sum_i (U_i^d - \Delta U_i) Q_{ih}$$

であればよい。

$$\text{右辺} = \sum_i U_i^d Q_{ih} - \sum_i \Delta U_i Q_{ih}$$

式(2.4.16)より, $\sum \Delta U_i Q_{ih} = \Delta X_h$ であるから

$$= X_h^d - \Delta X_h$$

すなわち,

$$\Delta X_h = X_h^d - C_h$$

である。

この制御方式は、各制御量を区間におけるランプ流入量の構成比に比例させているので、一様制御方式にくらべて他の区間に対する交通量減少の影響が小さいという点で、比較的効率のよい方式であると考えられる。容量超過区間数が多くなれば、各区間に対して式(2.4.16)からえられる制御量のうち最大値をえらぶなどの方法が考えられるが、この場合には過度の制御量となるおそれがある。

9) 2-4-3 非定常交通流の制御方式

非定常交通流の場合の区間交通量の表示法は、2-3-2(1)、(2)において示した。すなわち、分岐確率をもちいる場合、式(2.3.15)

$$X(t) = \sum_{l=1}^{\tau} U(t-l) Q_1 Q_2^{l-1} + X(t-\tau) Q_2^{\tau}$$

経路行列をもちいれば式(2.3.16)

$$X_h(t) = \sum_{i=1}^{\tau} U_i(t-\tau_{ih}) Q_{ih}, \quad (h=1, 2, \dots, m)$$

である。式(2.3.15)は、すでにのべたように流入交通量 $U(t-l)$ の刻々の変化にもかかわらず一定の分岐確率をもちいる点に不合理があるので、以下では式(2.3.16)だけをもちいる。

非定常状態における制御では、通常の目的関数の設定は困難であり、したがってある制御基準にしたがってもっとも効率がよいようないくつかのランプを同時に制御するという制御方式ではなく、必要に応じて逐次ランプを閉鎖していく方式をとる。この意味で、この制御方式を逐次ランプ閉鎖制御とよぶこととする。

いま、ある時刻にある区間で交通容量いっぱいになったとすると、その容量いっぱいの区間にもっとも早く到達することのできる流入ランプから順次閉鎖を行なう。このランプ閉鎖によってもなお交通容量以下にすることができないときには、つぎに早く到達することのできる流入ランプを閉鎖する。この際各流入ランプにおける流入量の予測を行なう必要が生じる。

逐次ランプ閉鎖制御を Δt という時間ごとに行なうものとする。また、区間 h において交通容量を

超過するとしよう。このときすべての流入ランプ i から区間 h への走行所要時分 τ_{ih} の大きさによって、

- i) $\Delta t \geq \tau_{ih}$ となる流入ランプ i の集合を A_{h1}
- ii) $2\Delta t \geq \tau_{ih} > \Delta t$ となる i の集合を A_{h2}
- iii) 同様に $n\Delta t \geq \tau_{ih} > (n-1)\Delta t$ となる i の集合を A_{hn}

というように、すべての流入ランプを分類する。すなわち、すべての流入ランプは区間 h に関して、 $A_{h1}, A_{h2}, \dots, A_{hn}, \dots$ のいずれかに属していることになる。 Δt をあまりに短かくとって A_{h1} に属するランプがないようにすることは、計算上の無駄が大きいと思われるので、 Δt は適当な大きさに設定する。各集合に 2～3 個の流入ランプを含めるようにとすれば、平均ランプ間隔から空間距離にして 3～6 Km 程度、走行時間にして 3～6 分程度である。 $\Delta t = 5$ 分程度にとることを考えておけばよいであろう。

このように流入ランプを集合にわけることができるので、式 (2.3.16) から容量制約条件式をつぎのようにかくことができる。

$$\begin{aligned} \sum_{i \in A_{h1}} U_i(t - \tau_{ih}) Q_{ih} + \sum_{i \in A_{h2}} U_i(t - \tau_{ih}) + \dots + \sum_{i \in A_{hn}} U_i(t - \tau_{ih}) Q_{ih} \\ + \dots \leq C_h - \varepsilon_h(t) \end{aligned}$$

あるいは

$$\begin{aligned} \sum_{i \in A_{h1}} U_i(t) Q_{ih} + \sum_{i \in A_{h2}} U_i(t - \Delta t) Q_{ih} + \dots + \sum_{i \in A_{hn}} U_i(t - (n-1)\Delta t) \\ + \dots \leq C_h - \varepsilon_h(t) \end{aligned} \quad (2.4.17)$$

$\varepsilon_h(t)$ は誤差であり、この場合には時刻の関数である。

いま、時刻 t に区間 h において式 (2.4.17) の左辺の値が右辺の値よりも大きくなった場合には、とりあえずまず集合 A_{h1} に属する流入ランプを閉鎖する。すなわち、

$$U_i = 0 \quad (i \in A_{h1})$$

A_{h1} の閉鎖の最初の効果は、 Δt 時間後に区間 h に現われるから、時刻 $t + \Delta t$ における区間 h の交通量は

$$X_h(t + \Delta t) = \sum_{i \in A_{h2}} U_i(t - \Delta t) Q_{ih} + \dots + \sum_{i \in A_{hn}} U_i(t - (n-1)\Delta t) + \dots$$

以上では、時刻 t において、ある区間が容量超過をきたした場合に、まずとりあえず、その区間にもっとも早く到着するランプを閉鎖したのち、そのつぎに早く到着できるランプの流入交通量を予測して、さらにこれをも同時に閉鎖するかどうかを検討し、必要に応じて順次流入ランプ閉鎖を行なうものである。流入交通量の変動がいちじるしい非定常状態においては、流入量の予測その他必ずしも十分な精度は期待できないが、容量超過をおこすたびにこの制御をくり返し実施することによって、容量超過による渋滞の発生を最小限にとどめることができると考えられる。

流入交通量の予測の精度がいちじるしく不十分で、予測結果にあまり信頼がおけない場合には、式 (2.4.19) 右辺第 1 項の予測流入量 $U_i^d(t_h)$ ($i \in A_{h2}$) を除いて、すでに本線上にある第 2 項目以下の交通量だけによって、区間交通量

$$X_h'(t + 2\Delta t) = \sum_{i \in A_{h3}} U_i(t - \Delta t) Q_{ih} + \cdots + \sum_{i \in A_{hn}} U_i(t - (n-2)\Delta t) Q_{ih} + \cdots$$

を表わし、もしこれだけで

$$X_h'(t + 2\Delta t) \geq C_h - \epsilon_h(t) \quad (2.4.21)$$

となるならば、 A_{h2} に含まれるランプも A_{h1} と同時に閉鎖しておかなければならないことは確実である。 $U_i(t - (n-2)\Delta t)$, ($i \in A_{hn}$, $n = 3, 4, \dots$) はランプにおいて観測された既往の流入量であるから。逆にもしも式 (2.4.21) でなく

$$X_h'(t + 2\Delta t) < C_h - \epsilon_h(t)$$

であれば、もとかえって式 (2.4.19) をもちい、式 (2.4.20) によって A_{h2} 閉鎖の要否を判断すればよい。

さて、このような全面閉鎖方式を採用すると、流入ランプによっては長時間にわたって閉鎖されてしまうことになり現実不合理な事態を招くことになる。そこで集合 A_{h1} に属する流入ランプにおいては全面閉鎖ではなく半減させる位にして、集合 A_{h2} , A_{h3} にも制御量を割りふっていくような多段制御方式を採用することも考えられる。このような多段逐次ランプ閉鎖制御は、LP 制御において許容流入量に下限をおいた際に考察したように、実際上の要求に対する判断にもとづいて採用されよう。

以上、本節においては種々の制御方式を提案し、それぞれの特性を明らかにした。現実の制御にあたってはこれらの方式を単独に用いるのではなく、いくつかの方式の組み合わせによってより効果を上げることができよう。たとえば、現実の交通流は厳密には非定常であることを考えると、通常の制御方式を LP 制御とし、それでも容量超過がおこれば、その時点で逐次ランプ閉鎖制御を併用していく

ことは実用上極めて重要な方法であろう。非定常状態における制御方式については、制御の有効性を表わす目的関数なるものの設定が困難で、定常状態の場合と比較して場あたりの制御とならざるをえない。したがって、制御の主体を定常状態の場合の制御方式とし、補足的な役割として非定常状態の場合の制御方式を採用することについても現実的問題として検討する必要がある。

2-5 制御方式の評価

2-5-1 対象とする制御方式

前節において示した平常時における各種制御方式の効果をシミュレーションによって比較検討し、それぞれの特性を定量的にすることが本節の主目的である。

都市高速道路における交通量の増減の典型的なパターンは、朝夕のピーク時における急激な増減と日中の比較的安定した推移とから成る。本シミュレーションではこのような交通量の典型的な変動パターンを与え、時間的に急激な増加および減少を示す部分を非定常状態、その間に安定的推移を示す部分をおきこれを定常状態とみなしている。

平常時の定常状態における制御方式としてはLP制御、一様制御(1)、(2)および比例制御、非定常状態における制御方式として逐次ランプ閉鎖制御がある。本節では、このうちLP制御と一様制御(1)および逐次ランプ閉鎖制御の3つの方式をとりあげ、総流入交通量および速度回復からみた各方式の応答特性の2つについて明らかにする。なお、制御単位時間としては、5分、15分、30分を適宜採用し、また逐次ランプ閉鎖とLP制御との併用方式も実施している。

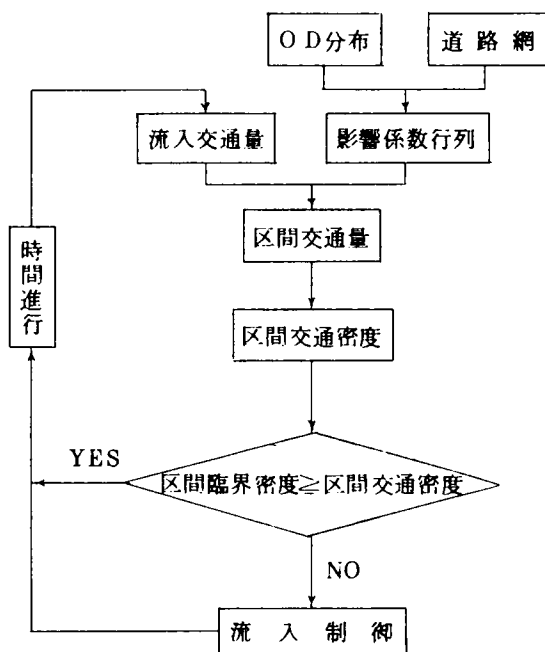
2-5-2 シミュレーションの方法

(1) 手順

図-2.5.1に流入車制御シミュレーションの基本的なフローチャートを示す。流入車制御を実施すれば、そのためにOD分布が変化し、これにしたがって影響係数行列も変化すると考えられるが、本シミュレーションにおいては、影響係数行列は変化しないものとしている。流入車制御によるOD分布の変化はそれほど大きいとは考えられないので、この仮定にもとづくシミュレーション結果は実用上十分妥当なものであろう。

図-2.5.1において、まず与えられた時間帯におけるOD分布の推定から影響係数行列を求める。この行列はこの時間帯を通じて不変である。影響係数行列とランプからの流入交通量とから各区間の交通量が推定される。ついで区間交通量から区間密度を算定し、その区間の臨界交通密度を超過するならば流入制御によって密度低下をはかるようにする。シミュレーション時間単位を10秒としてつぎつぎにこの操作をくり返していく。

本シミュレーションでは、流入交通需要の変動特性に応じて3つの制御方式を選択的に適用することとはせず、各方式の制御特性を明確にすることを目的としているので、同一の流入需要パターンに対して各方式を適用している。



図－2.5.1 流入制御シミュレーションの手順

(2) おもな前提と入力データ

対象とした都市高速道路網は、図－2.5.2に示すように阪神高速道路大阪環状線および空港線であり、守口線は上り線、下り線をそれぞれ流入、流出ランプとしてとり扱った。区間数は32である。区間分割は流入・流出ランプおよび本線の分合流点および速度特性の異なる曲線部で行なっている。なお、この道路網は昭和43年10月現在における阪神高速道路網からえらんだものである。

さて、シミュレーションにおいては区間交通量から区間密度を算定しなければならない。一般に交通量～密度曲線から与えられた交通量に対してただ1つの密度を定めることはできないのであるが、シミュレーションにおいては、各区間の両端における流出交通量、流入交通量の差によって順次密度を算定し、さらに速度を求める手順をふむので、この点に関しては問題がない。

このために必要な密度と速度の関係として次式を採用する。

$$v = 50.1 \left\{ 1 - (k/220)^{1.8} \right\}^{1.5} \quad (\text{mph}) \quad (2.5.1)$$

したがって、交通量・密度の関係として

$$q = 50.1 k \{ 1 - (k / 220)^{1.8} \}^{1.5}, (k : vpm) \quad (2.5.2)$$

を採用することになる。

曲線部（図－2.5.2，区間4，25，29など）での速度は，式（2.5.1）の80%を仮定する。したがって交通容量も式（2.5.2）の80%である。

つぎに，入力データとしてもっとも重要なランプ間OD分布および影響係数行列についてのべる。ランプ間OD分布の推定に必要なランプ流入・流出交通量は，昭和43年10月8日（金）の午前，午後の各ピーク時（8:00～9:00, 16:00～17:00）における観測値をまとめてもちいる。ランプ間OD分布の推定については次節でのべるが，佐佐木によるエントロピー最大法²⁾をもちいている。はじめにのべたように，これをもちいてえられる影響係数行列は流入制御によって変化しないものとしている。

各ランプからの流入交通量の推移は，図－2.5.3に示すような台形パターンで与えている。Aはシミュレーション対象時間を2時間，B，Cは3時間としており，いずれも最初の急激な立ち上がりから一定値での推移を経たのち急減へと移るパターンを設定し，この変化に対する制御方式の特性をみようとするものである。両側の急激な増減を流入交通量の非定常状態，中央の一定推移を定常状態とみなす。シミュレーション内では，シミュレーション単位時間ごとに各ランプでの流入需要をポアソン乱数で与えることにしており，このポアソン分布の平均値を図－2.5.3の推移にしたがって与えるわけである。なお，A，Bのパターンで交通量比1.0とあるのは，台形の高さ（定常交通量）が実際に観測された各ランプのピーク交通量に等しいこと，またCの1.3は同じくピーク交通量の1.3倍とすることをそれぞれ意味している。

ランプからの流入需要交通量については，上述のようにポアソン到着させるのであるが，これがブースの処理能力もしくは制御実行中の場合には定められた許容流入量をこえるならば超過分をブース手前で待機させる。ブースの処理能力は5秒／台の一定値，また各ランプのブース数は実在の数を与えている。

ランプからの流出量および本線分岐交通量は，各時刻に応じて平均値と分散をもつ正規分布に従うものと仮定している。ただし，流出ランプおよび分岐点の各上流区間からの交通量の大きさを考慮に入れており，また流出・分岐量とも上限値を設定している。

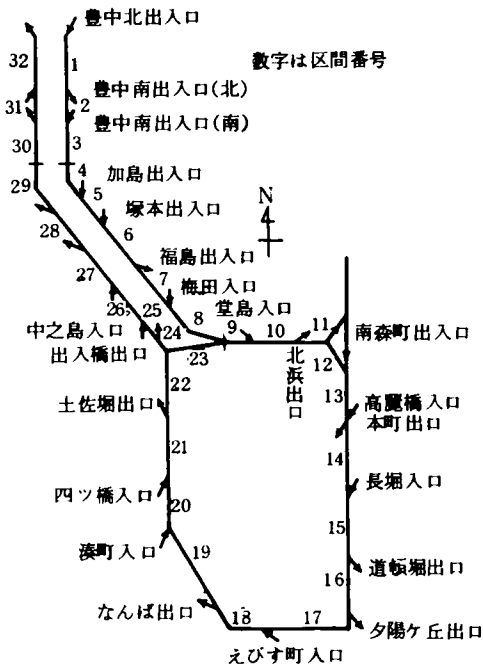
(3) 本線上の交通流の流し方

基本的には，式（2.5.2）によって，各時刻における各区間の密度をもちいて下流区間への流出交通量を求める。流入・流出交通量の差は各区間の密度増減となつてつぎの時刻に移る。式（2.5.1）が採用されていることはもちろんである。

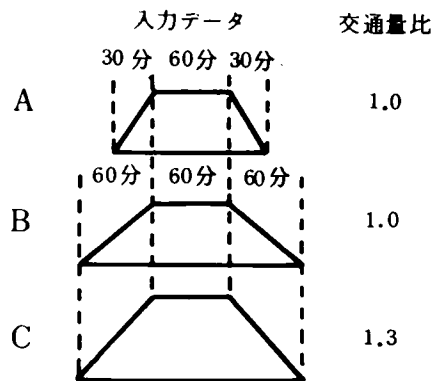
ランプからの合流および本線相互の合流は、それぞれの方向からの合流需要に比例させている。

(4) その他のデータ

これは、経路行列、高速道路上のランプ間所要時分、競合すると考えられる平面街路上のランプ間所要時分、区間相互間の所要時分、流入ランプから区間への所要時分およびこれにもとづく各区間に含まれる流入ランプ分類（5分単位で分類）である。



図ー 2.5.2 シミュレーションエリア



図ー 2.5.3 流入ランプの入力パターン

2-5-3 シミュレーションの結果

以上によってシミュレーションを実行し、区間6（塚本ー福島間、図ー 2.5.2 参照）において交通容量に達し、この区間に対して各流入制御方式を適用した。さきにのべたように、制御単位時間は5, 15, 30分から適宜えらび、また逐次ランプ閉鎖（単位時間5分）とLP制御（単位時間15分）との併用方式をも実施している。

各制御方式に対する総流入交通量は図ー 2.5.4 に示すとおりである。この図から、LP制御の流入量が最大であるとは必ずしもいえないようである。

総流入交通量の尺度は制御の効率を判断する一つの基準であるが、円滑な交通流の維持という観点からは、渋滞を生じた区間において各制御方式に対して速度がどのように変化したかが重要であると考えられる。図ー 2.5.5, 2.5.6, 2.5.7 にそれぞれ流入パターンA, B, Cに対する区間6の速度

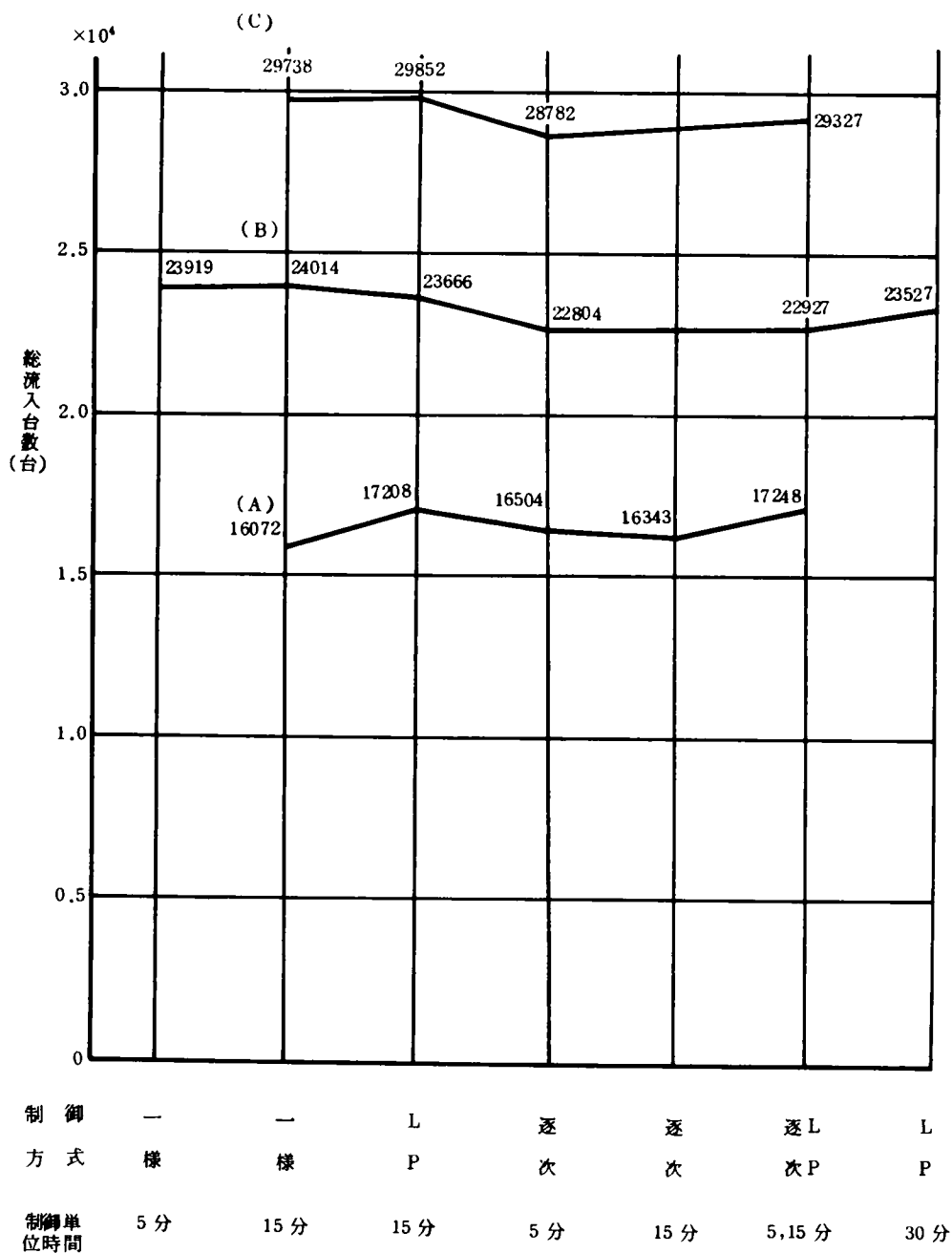


図- 2.5.4 制御方式と総流入交通量

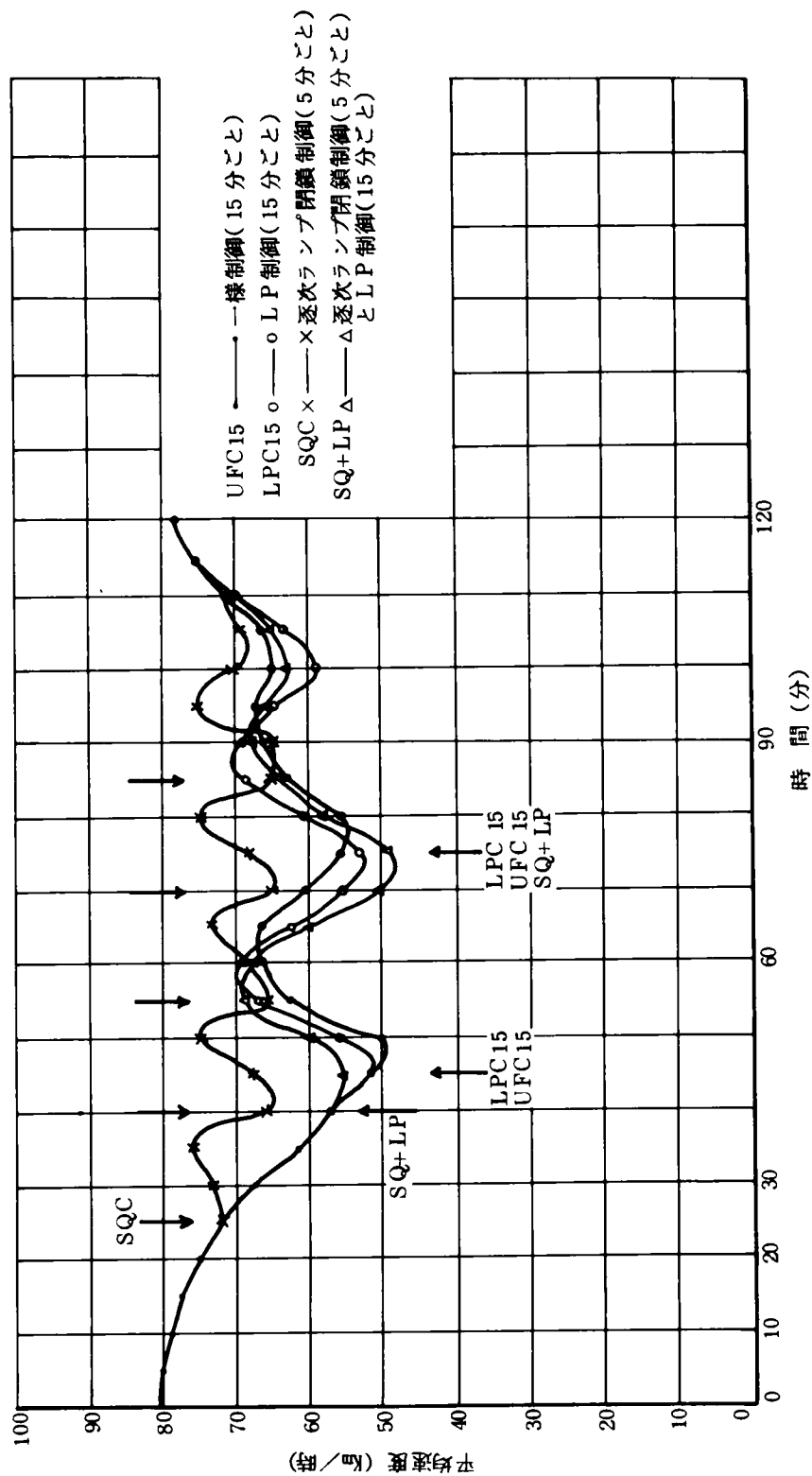


図-2.5.5 制御方式と速度推移 (区間6, パターン(A))

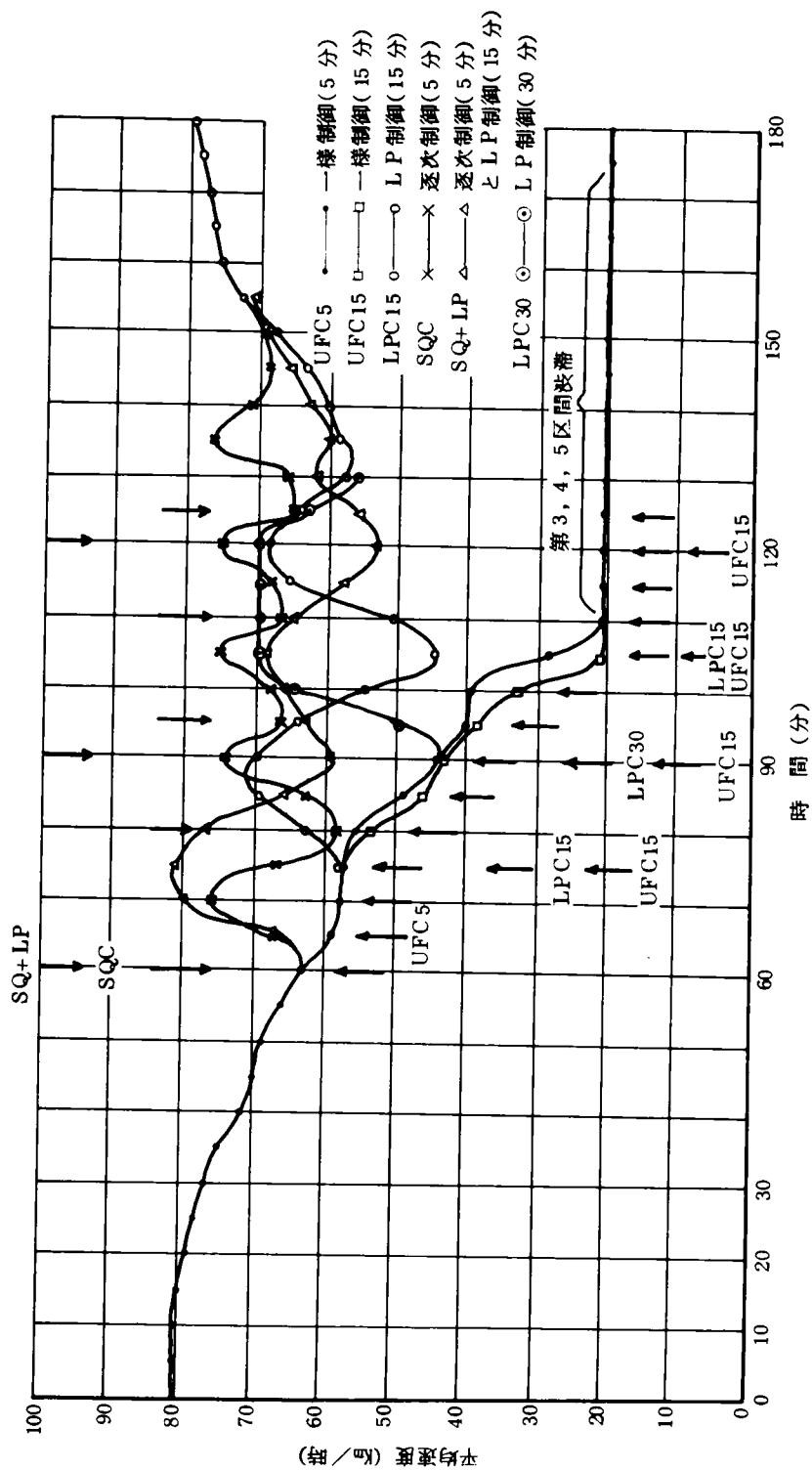


図-2.5.6 制御方式と速度推移 (区間6, パターン(B))

推移を示す。図において、一様制御(1)をUFC、LP制御をLPC、逐次ランプ閉鎖制御をSQC、逐次ランプ閉鎖とLP制御との併用をSQ+LPなる略語で示している。また略語に付記した数字および制御方式に()で付記した数字は制御単位時間(分)である。さらに、図中の制御略語つき矢印は、それぞれの制御の適用開始を示している。

制御開始後の効果の現われる速さすなわち即応性の点では、明らかにSQCすなわち逐次ランプ閉鎖制御がすぐれている。これに対してUFCすなわち一様制御の場合には速度回復が1テンポおくれる(図-2.5.5)かあるいは流入需要の大きい場合には、速度回復効果がほとんどみられない。LP制御および逐次ランプ閉鎖とLP制御との併用方式も、逐次ランプ閉鎖にそれほど劣らない即応性をもつとみられる。逐次ランプ閉鎖は、最寄りの流入ランプから閉鎖するのであるから、即応性が大きいことは当然のことであろう。

また、制御にともなう速度の振幅の小さい点からみると、逐次ランプ閉鎖の他に5分単位のLP制御が望ましい制御効果をもたらすといえよう。流入需要の急激な増加にもかかわらず、LP制御が良好な制御効果をもつことは注目に値しよう。流入需要が定常状態に近ければよりよい効果を発揮するものと考えられ、有力な制御方式とみてよいであろう。

2-5-4 制御方式の評価と考察

制御方式の特性は表-2.5.1に示すとおりである。

表-2.5.1 制御方式の特性

制御方式	流入交通量	即 応 性	適 性
一様制御	多い	不良	* 計算容量、計算時間が短い。 * 道路網全体にわたって交通量が多いときに有効
LP制御	多い	良	* ODパターンがほぼ一定で、流入・流出交通量が定常と見なせる状態に有効
逐次ランプ閉鎖制御	少ない	良	* ODパターンがほぼ一定で、流入・流出交通量が非定常のとき有効

本節での検討結果を列挙すればつぎのとおりである。

- (1) 制御方式の評価に際しては、制御基準のみならず、制御の応答特性すなわち、則応性および速度の変動を考慮することが重要である。これらは流入需要の他に、制御単位時間によって大きく左右される。

- (2) 流入交通量最大の基準からみた各方式の差異は、本シミュレーションに関する限り、それほど顕著ではない。この原因の一つは、対象時間全体を通じての総流入量には交通発生の確率的変動を除けば差がないことである。制御基準からみた制御方式の比較は、一定の時間帯幅に限っておこなえばより明確になるであろう。
- (3) 制御の即応性という点では、逐次ランプ閉鎖制御が最良であり、かつこの方式によれば速度の変動幅が小さい。LP制御も即応性の点では、これについて良好であり、かつ制御単位時間を5分程度にとれば、制御にともなう速度変動も小さい。
- (4) 流入需要の急増する場合でもLP制御は良好な制御効果をもつ。これからみて、定常に近い流入需要に対しては有効な制御方式であると考えてよい。昼間の業務時間帯などにおける制御方式として適用すればとくに有用であろう。
- (5) 一様制御は、即応性に劣るだけでなく、流入需要が多くなればほとんど制御効果を発揮できないとみられ、実用性に乏しい。
- (6) 制御にともなう速度変動を小さくするためには、LP制御の場合には許容流入量に下限を設定して制御対象ランプをより広範囲に求め、逐次ランプ閉鎖制御の場合には多段制御方式を採用する方策などが考えられよう。制御開始レベルについてもなお検討の余地がある。
- (7) 実用上は、朝夕の急激な流入需要増加の時間帯には逐次ランプ閉鎖制御を基本とし、その間をLP制御方式で制御する方針をとればよいと思われる。
- (8) 本シミュレーションでは制御基準として総流入交通量のみに着目していた。総台・Km最大の観点からの各方式の比較検討が今後の問題として残されている。

2-6 交通量予測に関する2,3の検討

2-6-1 予測の意義と方法

区間交通量の表示方法として、分岐確率をもちいた吸収マルコフ連鎖の理論を応用する方法と、経路行列をもちいる方法をのべた。分岐確率をもちいる方法においては、分岐確率を観測によって与えることが困難であれば、ランプ間OD交通量を対象網上に流して計算によって分岐率を求めることも一法であると考えていた。また、経路行列をもちいる方法においては、影響係数行列がもっとも重要な役割をはたすものであるために、ランプ間OD分布の推定精度如何が、この方法の有用性を決定する。このことは、これまでのにのべた各種制御方式の実用上の有効性が、ランプ間OD分布の推定精度に大きく依存することを意味している。

実際問題として、各流入ランプにおいて、常時各車の流出しようとするランプ名を聞くことは不可能であるから、利用可能なデータからランプ間OD分布を推定する必要があるのである。本節でもち

いるランプ間OD分布の推定法は、すでにのべたように、佐佐木によるエントロピー¹³⁾最大法である。この推定法は、トリップのOD分布を確率論的に推定する有力な方法であって、都市内におけるトリップのO、Dが確率的な結びつきをもち、全体としてのトリップの分布パターンは同時確率最大で出現することがもっとも期待されるという考え方に基礎をおくものであり、すでにその有用性が実証されている。

都市高速道路の交通制御のために、この推定法もちいる理由は、上述のことからも推測されるであろう。本節ではのちに、都市高速道路におけるランプ間OD分布の他に都市間高速道路におけるインターチェンジ間OD分布の推定結果をも示すが、前者に対するこの推定法の有力さが示される。

さて、ランプ間OD分布の推定に際して、その推定対象時間帯をどのようにとるかが問題となる。区間交通量の表示を、定常状態と非定常状態との2つの場合にわけて検討したのであるが、OD分布の推定もこの2つの場合についてそれぞれ行なわなければならないであろう。とくに、非定常状態の場合には、厳密にはランプへの流入・流出の時間差を考慮に入れて、刻々のOD分布といったものを考えなければならないかと思われる。しかしながら、このように刻々のOD分布を推定することは困難である。流入制御の観点からすれば、その必要な時刻は交通量も多く、したがってある程度の時間長さをとれば、その間の流入量、流出量は多いのでともに定常状態に近いと思われ、この間でのOD分布を考えることは妥当であろう。区間交通量の表示に際して、非定常状態として具体的には朝夕のピーク時間帯を想定していたのであるが、このような考え方からこの時間帯においては2時間程度の流入・流出量からOD分布を推定し、この間の分布は定常と仮定することとする。推定時間帯を短かくとすることは、OD分布の推定精度の低下をもたらす。流入制御の立場からはかえって危険であろう。また、都市高速道路上のトリップ長からして、この程度の時間帯であれば、流入・流出の時間差を無視することができよう。

さて、本節では、24時間のランプ間OD分布およびこれをもとにした区間交通量の推定を行ない、エントロピー最大法の有用性を示すと共にこれにもちいる各種先験確率式を比較検討する。さらに、朝夕のピーク時間帯におけるランプ間OD分布の推定にもとづいて、5分間区間交通量の予測を行なう。昼間の時間帯についての推定は行なっていないが、これら2つの推定結果の良好さから判断して、十分な精度での推定が可能であると思われる。

図-2.6.1にエントロピー最大法によるランプ間OD交通量および区間交通量の推定のプロセスを示す。

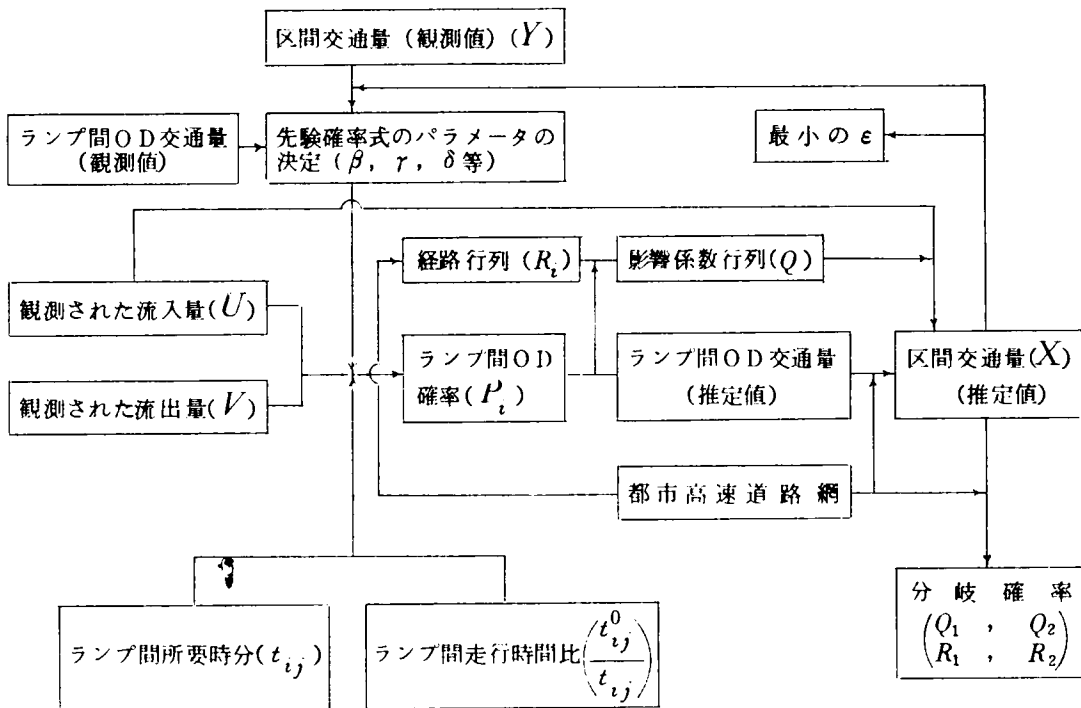


図-2.6.1 ランプ間OD交通量・区間交通量推定手順

2-6-2 ランプ間OD交通量および区間交通量の推定

推定に際して、エントロピー最大法でもちいる先験確率式として各種の形をあわせて検討するので、まずこの推定法について概説しておく。

いま、流入ランプ i から流入量 U_i 、流出ランプ j からの流出量 V_j とすると、各流入、流出ランプからの流入量、流出量はベクトル表示で次のように表わすことができる。

$$U = (U_1, U_2, \dots, U_r)$$

$$V = (V_1, V_2, \dots, V_k)$$

ここに、 r および k はそれぞれ流入・流出ランプの個数である。さて、ここにおける問題は、 U と V とを与えてOD交通量 X_{ij} を推定することである。 X_{ij} についてはOD表の性質から次の関係式が成立するはずである。

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^k X_{ij} &= U_i & (i = 1, 2, \dots, r) \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \sum_{i=1}^r X_{ij} = V_j \quad (j=1, 2, \dots, k) \right\} \quad (2.6.1)$$

このとき総トリップ数を T として、

$$\sum_i^r U_i = \sum_j^k V_j \equiv T$$

とおくと、

$$\left. \begin{aligned} X_{ij} &= U_i p_{ij} = T u_i p_{ij} & \left(\sum_i^r u_i = 1 \right) \\ V_j &= T v_j & \left(\sum_j^k v_j = 1 \right) \end{aligned} \right\} \quad (2.6.2)$$

と書き直すことができる。ここに p_{ij} はランプ i から流入した車が流出ランプ j へ出て行く確率である
また、 u_i, v_j についてはそれぞれ、ある車が流入ランプ i から流入する確率、流出ランプ j に出て行く確率であって、周辺分布 U, V から与えられる。

式 (2.6.2) を式 (2.6.1) に代入して整理すると、

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^k p_{ij} &= 1 & (i=1, 2, \dots, r) \\ \sum_{i=1}^r u_i p_{ij} &= v_j & (j=1, 2, \dots, k) \end{aligned} \right\} \quad (2.6.3)$$

となる。

いま、 T 台の車のうち任意の 1 台がランプ i, j 間の車である先験確率を p'_{ij} で表わすこととして、
確率的にもっともおこりやすいランプ間 OD 表は、同時確率

$$P = \frac{T!}{\prod_{i,j} (X_{ij}!)} \prod_{i,j} (p'_{ij})^{X_{ij}} \quad (2.6.4)$$

を最大にする X_{ij} から構成されるはずである。 $X_{ij} = T u_i p_{ij}$ であるから、これは与えられた p'_{ij} および条件式 (2.6.3) の下で、式 (2.6.4) を最大にする p_{ij} から求めることができる。

(1) ケース 1

図-2.6.2 に示す阪神高速道路 (昭和42年4月現在) を対象として推定を行なってみた。

まず、先験確率式をエントロピー法にならって

$$p'_{ij} = \alpha u_i v_j (t_{ij})^{\beta} e^{-\tau t_{ij}} \quad (2.6.5)$$

ここに

u_i, v_j : 規準化された流入, 流出量

t_{ij} : 高速道路上ランプ間所要時分 (表-2.6.3)

α, β, γ : 定数

を仮定する。これは、ランプ ij 間の O D 交通量は、所要時分 t_{ij} が大きくなると少なくなり、またあまりに短かいと減少するという傾向を考慮して、ある所要時分のところにピークのある、このようなガンマ形を仮定したのである。なお、式 (2.6.5) を仮定すると、式 (2.6.4) 最大はスターリングの公式をもちいて

$$H + \beta \overline{\log t} - \gamma \bar{t}$$

を最大にすることと等価となる。ここに

$$H = - \sum \sum u_i p_{ij} \log p_{ij}$$

$$\overline{\log t} = \sum \sum u_i p_{ij} \log t_{ij}$$

$$\bar{t} = \sum \sum u_i p_{ij} t_{ij}$$

表-2.6.2 に推定結果を示す。表-2.6.1 は観測された O D 表である。なお、ランプ間所要時分を表-2.6.3 上段に示すが、この値は時速 60Km/h と仮定して、ランプ間距離から計算した値である。推定結果と実績値とを比較すると大体の傾向は一致しているが、10 倍位相違する O D が、梅田北浜間、湊町道頓堀間、湊町夕陽丘間の 3 箇所生じている。

上述の O D 交通量の推定において大きくない違いを生じたことは、図-2.6.2 から推察されるように南北に長い隋円形のネットであることと一方通行であるという特殊性にもとづくものであろう。東西方向の O D のずれが大きいということは、隋円形ネットの短軸方向については高速道路を利用するより平面街路を利用する方が短時間で済むからであろう。したがって、この大きくないちがいを是正するために、平面街路との競合関係を考慮に入れた先験確率式 (2.6.6) を仮定してみた。

平面街路を利用したときのランプ間走行時間 t_{ij}^0 を調査し、その結果を表-2.6.3 に示す。なお、 t_{ij}^0 のとり方としては、その調査時刻、調査時の平面街路での混雑度により t_{ij}^0 の値は異なるものと考えられるが、ここにおいてはそれらの平均的な値として t_{ij}^0 が与えられているものとみなす。

$$p'_{ij} = \alpha u_i v_j (t_{ij})^\beta e^{-\gamma t_{ij}} \cdot (t_{ij}^0 / t_{ij})^\delta \quad (2.6.6)$$

ここに、 t_{ij}^0 : 平面街路上ランプ間所要時分 (表-2.6.3)

この式をもちいると、同時確率最大は次式を最大にすることと等価となる。

$$H + \beta \overline{\log t} - \gamma \bar{t} + \delta \overline{\log(t^0 / t)}$$

ここに

$$\overline{\log(t^0 / t)} = \sum \sum u_{ij} p_{ij} \log(t_{ij}^0 / t_{ij})$$

この推定結果を表-2.6.4に示す。この結果は式(2.6.5)によるよりも実績値に近くなっており、より良好な推定であるといえよう。なお、定数の値はそれぞれの表の下に示すが、常識的に妥当と思われる値である。

さて、以上のOD交通量を道路網に流してみ、実際の区間交通量とどの程度一致するかを検討することも重要である。図-2.6.3、2.6.4、2.6.5はそれぞれ、表-2.6.1、2.6.2、2.6.4に対応する区間交通量である。図-2.6.4、2.6.5は実績に対して、各区間ともそれぞれ190台、250台ずつ多くなっている点が注目される。これは、対象道路網が単一のループであって、かつ推定ではOD表の周辺分布を固定していることによると考えられるが、ループ状のネットワークに対して、佐佐木・飯田¹⁴⁾は先験確率式のパラメータを変化させることによって、区間交通量を実績値に完全に一致させることを示している。なお、図-2.6.1に示した推定手順において、区間交通量(推定値)と観測された区間交通量とからパラメータを修正するプロセスは、このことを意味している。一般的な道路網に対するこのような修正については、なお今後の課題として検討の余地がある。

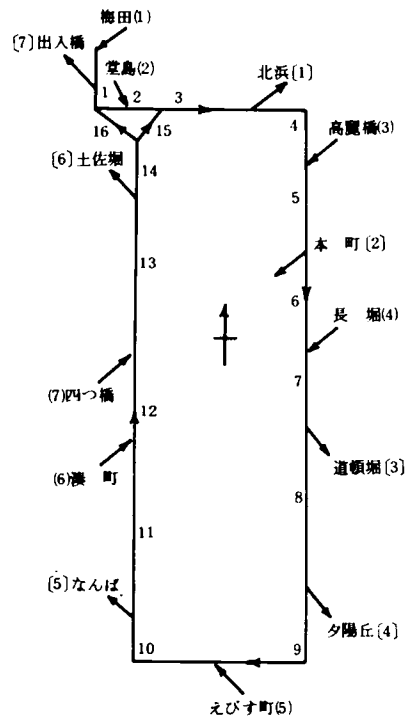


図-2.6.2 推定対象道路網

(ケース1)

() : 流入ランプ

[] : 流出ランプ

数字のみ : 区間番号

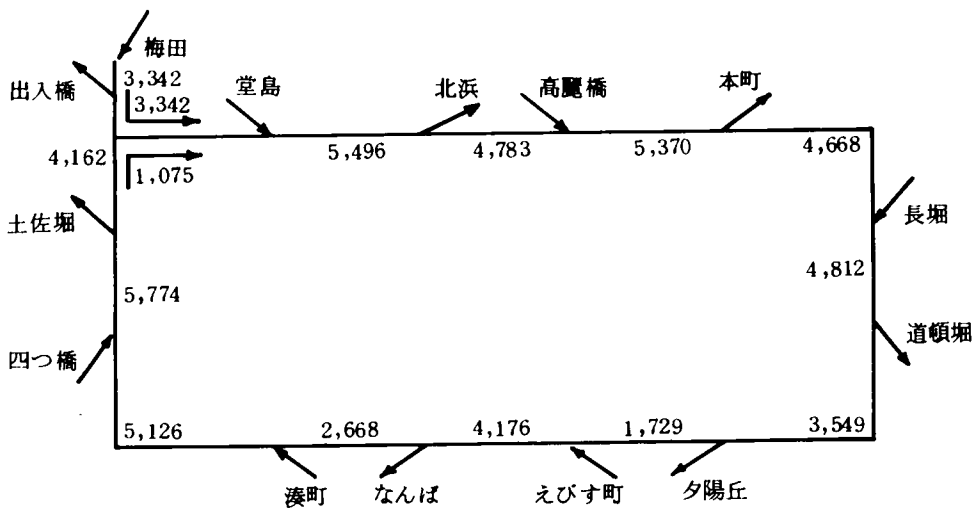


図-2.6.3 区間交通量 (実績値) (単位: 台/日)

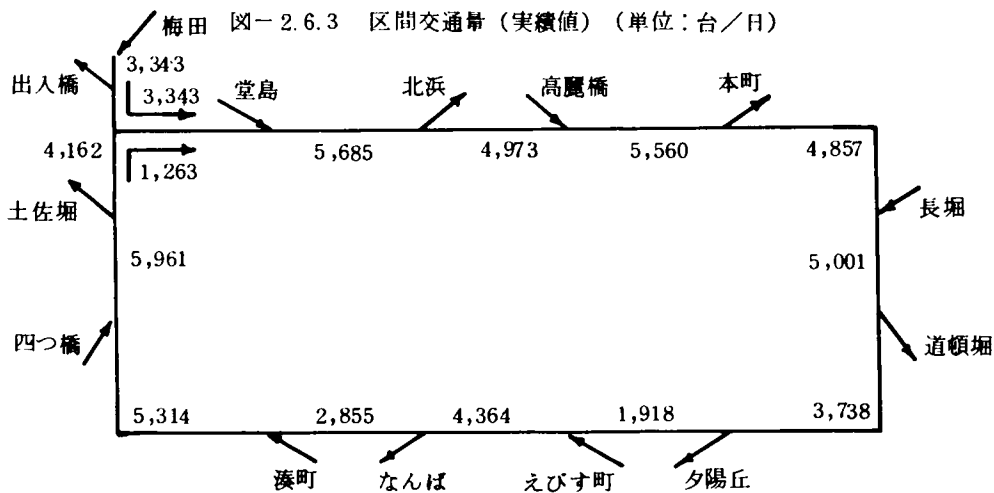


図-2.6.4 区間交通量 (推定値) (単位: 台/日)
式 (2.6.5.)

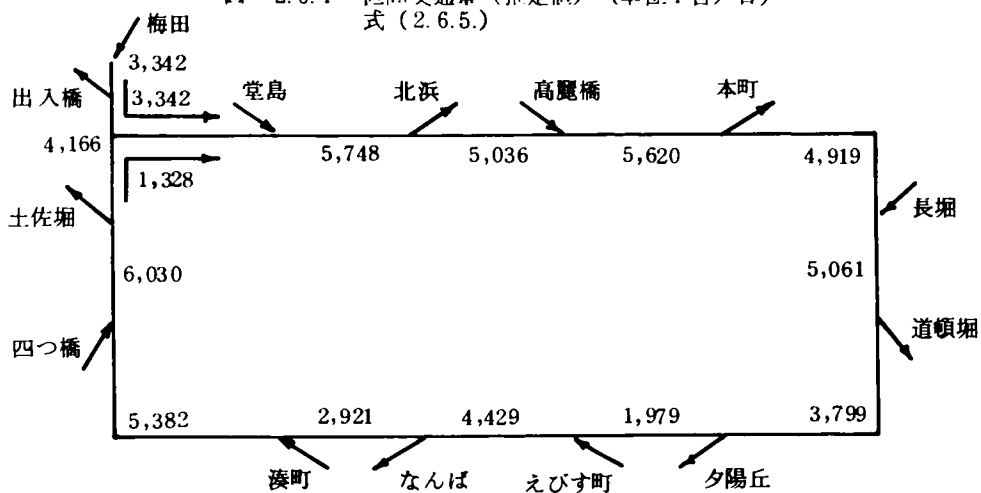


図-2.6.5 区間交通量 (推定値) (単位: 台/日)
式 (2.6.6)

表 2.6.1 O D 交通量 (実績値) (昭和42年4月18日)

(単位: 台/日)

O \ D	北 浜	本 町	道頓堀	夕陽丘	なんば	土佐堀	出入橋	計
梅 田	33	345	848	1142	885	24	65	3342
堂 島	11	101	293	412	228	10	24	1079
高麗橋	10	18	71	165	265	19	39	587
長 堀	4	4	7	25	42	7	55	144
虹夕町	265	88	13	39	40	267	1735	2447
湊 町	328	114	14	25	40	168	1769	2458
四ッ橋	62	32	17	12	8	42	475	648
計	713	702	1263	1820	1508	537	4162	10705

表- 2.6.2 O D 交通量 (推定値)

(単位: 台/日)

O \ D	北 浜	本 町	道頓堀	夕陽丘	なんば	土佐堀	出入橋	計
梅 田	330	401	711	969	724	37	171	3343
堂 島	24	73	225	353	300	18	86	1079
高麗橋	8	4	72	177	212	19	95	587
長 堀	3	2	6	31	57	7	38	144
虹夕町	150	84	72	77	75	246	1742	2446
湊 町	156	106	131	155	101	176	1634	2459
四ッ橋	41	33	46	58	40	33	396	647
計	712	703	1263	1820	1509	536	4162	10705

(注) p'_{ij} = 式(2.6.5) $\beta = 3.20, r = 0.74$

表一 2.6.3 ランプ間所要時間

(単位：分)

O \ D	北 浜	本 町	道頓堀	夕陽丘	なんば	土佐堀	出入橋
梅 田	4.0	5.0	6.8	7.8	9.2	12.8	13.8
	5.7	11.7	20.2	19.3	21.7	4.1	3.8
堂 島	3.0	4.0	5.8	6.8	8.2	11.8	12.8
	9.2	12.9	23.7	22.7	17.2	2.0	1.7
高 麗 橋	11.4	12.4	4.2	5.2	6.6	10.2	11.2
	2.2	3.1	11.8	13.6	18.5	5.0	11.4
長 堀	10.4	11.4	3.2	4.2	5.6	9.2	10.2
	5.6	2.3	6.6	8.2	11.4	8.3	13.1
えびす町	7.6	8.6	10.4	11.4	2.8	6.4	7.2
	13.9	10.2	5.0	1.7	3.7	18.3	21.9
湊 町	6.0	7.0	8.4	9.4	10.8	4.8	5.6
	14.3	10.6	5.9	7.5	2.0	13.4	17.0
四 つ 橋	5.2	6.2	7.6	8.6	10.0	4.0	4.8
	9.7	6.0	9.7	11.5	6.6	8.6	12.3

上段：高速道路利用 t_{ij} 下段：平面街路利用 t_{ij}^0

表一 2.6.4 OD交通量(推定値)

(単位：台/日)

O \ D	北 浜	本 町	道頓堀	夕陽丘	なんば	土佐堀	出入橋	計
梅 田	178	329	725	1004	884	40	182	3342
堂 島	52	88	254	379	259	9	37	1078
高 麗 橋	6	5	66	140	185	16	166	584
長 堀	5	1	7	21	34	9	65	142
えびす町	191	106	55	28	65	243	1762	2450
湊 町	230	143	101	163	40	185	1599	2461
四 つ 橋	50	29	54	85	41	34	355	648
計	712	701	1262	1820	1508	536	4166	10705

(注) p'_{ij} = 式(2.6.6), $\beta = 4.20$, $\gamma = 0.57$, $\delta = 0.84$

(2) ケース 2

ケース 1 では、交通量も少なく、しかも単一のループという特殊な道路網であったので、全般的に良好とはいえ必ずしも十分な精度であるとはいえなかった。ここでは、図-2.6.6 に示す道路網を対象とする推定結果を示す。同図は昭和43年2月現在の形を示しており、使用する実績値はケース 1 の約10ヵ月後昭和43年2月16日の観測による24時間OD交通量である。総利用交通量はこの間に約7.5倍の8万台に増加している。

まず、もちいたランプ間所要時分を表-2.6.5に示す。高速道路上所要時分は、試験走行による測定（昭和43年10月8日 10～11時、14～15時）であり、平面街路上所要時分は、ランプ直近交差点相互間の距離を図上測定し、都心部¹⁶⁾16.1 Km/h、郊外部21.8 Km/hなる速度から算定したものである。なお、 t_{ij} および t_{ij}^0 のとり方については、高速道路利用、平面街路利用の場合の真の出発地、目的地間の所要時分とすべきであると思われるが、これは困難である。そこで、表-2.6.5の値に対しさらにアプローチ時分を考え、これによって若干修正した所要時分をもちいることにした。個々のアプローチ時分はそれぞれの推定結果の表に付記する。

まず、ケース 1 で比較的良好な推定値を与えることが認められた先験確率式（2.6.6）をもちいた結果を示す。本項では式（2.6.6）による推定を、便宜上方式(1)とよぶ。

方式(1)：先験確率

$$p'_{ij} = \alpha u_i v_j (t_{ij})^{\beta} e^{-\gamma t_{ij}} (t_{ij}^0 / t_{ij})^{\delta} \quad (2.6.6)$$

アプローチ時分を高速道路0.5分、平面街路3分とした場合のOD交通量および区間交通量推定結果を表-2.6.6(1)、(2)に示す。その他のアプローチ時分に対する推定結果を区間交通量のみについて表-2.6.7(1)～(4)に示す。いずれも良好な結果である。流入制御の点からとくに重要な区間交通量も

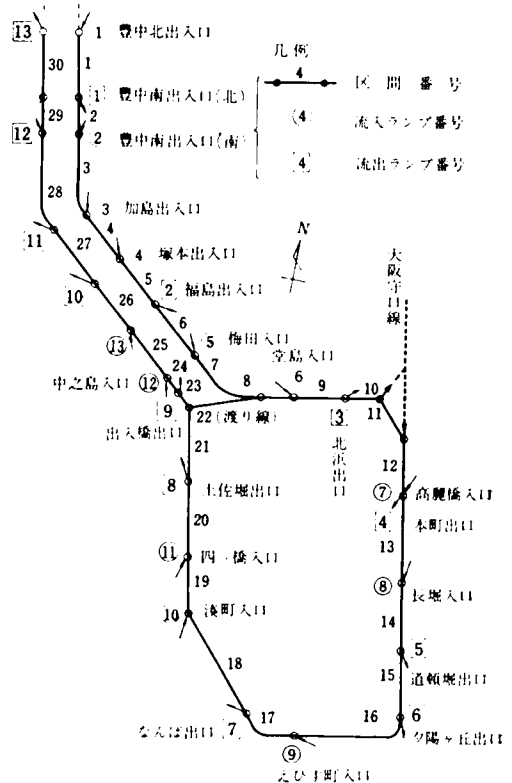


図-2.6.6 推定対象道路網
(ケース 2)

表-2.6.5 ランプ間所要時分

上段：高速道路上 t_{ij} ，下段：平面街路上 t_{ij}^0 （単位：分）

流出 流入	豊中南 (北)	福	島	北	浜	本	町	道	額	堀	夕陽	丘	難	波	土	佐	堀	出入	橋	塚	本	加	島	豊中南 (南)	豊中北
豊中北	1.8 8.7	8.6 33.7	11.0 57.1	12.1 62.3	13.6 69.4	14.6 72.4	16.1 69.3	19.4 56.1	20.3 53.4	22.7 27.9	24.9 19.2	27.3 9.4	30.3 0.0												
豊中南	— 0.0	5.5 24.4	7.9 44.7	9.0 50.6	10.5 58.3	11.5 61.3	13.0 52.1	16.4 43.4	17.2 40.8	19.6 18.3	21.7 9.4	24.2 0.0	27.2 8.7												
加島	— 13.5	2.8 14.4	5.3 31.0	6.4 36.7	7.9 45.9	8.9 49.1	10.4 38.6	13.7 30.4	14.5 27.7	17.0 8.8	19.1 0.0	21.7 9.5	24.7 18.2												
塚本	— 27.3	1.5 11.7	4.0 27.0	5.0 32.6	6.5 40.8	7.5 43.8	9.0 36.0	12.3 27.5	13.2 24.8	15.6 5.7	17.7 10.2	20.3 20.0	23.3 29.8												
梅田	— 31.6	— 5.8	1.3 7.2	2.4 12.6	3.9 22.1	4.9 23.9	6.4 17.0	9.7 3.4	10.5 0.9	13.0 16.3	15.1 25.5	17.7 35.4	20.7 44.3												
堂島	— 31.9	— 5.4	0.4 5.9	1.5 11.4	3.0 18.8	4.0 21.9	5.5 16.1	8.8 2.7	9.7 0.0	12.1 15.0	14.2 23.9	16.7 33.6	19.7 42.6												
高麗橋	— 39.9	— 14.1	8.5 2.7	0.5 6.0	1.5 10.9	2.5 13.6	4.0 17.2	7.3 4.9	8.2 9.5	10.6 25.2	12.7 33.5	15.2 43.3	18.2 52.5												
長堀	— 39.1	— 15.9	7.5 6.5	8.5 2.1	0.4 6.8	1.5 9.9	3.0 13.5	6.3 9.9	7.1 12.6	9.5 2.4	11.6 33.7	14.1 43.6	17.1 52.3												
恵美須	— 47.6	— 25.4	4.8 17.3	6.0 12.4	7.4 7.4	8.5 3.9	0.3 6.2	3.6 19.8	4.4 22.9	7.0 31.8	9.0 40.4	11.5 50.4	14.5 59.4												
湊町	— 39.9	— 17.3	3.2 15.7	4.3 10.1	5.8 5.2	6.8 8.3	8.3 2.6	2.0 11.3	2.8 13.9	5.3 25.0	7.5 21.3	9.9 43.6	12.9 52.6												
四つ橋	— 39.9	— 17.3	2.5 12.1	3.7 6.8	5.2 8.9	6.2 11.9	7.7 5.8	1.3 7.4	2.2 11.5	4.7 22.1	6.8 30.6	9.3 40.8	12.3 50.0												
中之島	— 33.7	— 7.5	21.1 —	7.5 —	16.1 —	19.6 —	13.6 —	0.0 —	2.9 —	12.8 —	21.7 —	31.7 —	40.9 —												
福島	— 30.0	— 2.2	8.9 —	11.0 —	20.2 —	27.0 —	16.6 —	6.0 —	3.2 —	9.3 —	17.9 —	27.8 —	36.7 —												

(注) ーは到達不能ランブペア

計算にもちいる所要時分としては、アブローチ時分などとして、上段、下段にそれぞれ若干の時分を加算している。

その推定精度が極めて高いことがわかる。以上、種々のアプローチ時分による区間交通量推定結果の観測値に対する相対誤差を表 2.6.8 に一括する。当時の阪神高速道路で渡り線と称された区間（区間番号 22，図 2.6.6）を除いて、いずれもほぼ 0.4～2.0 % となり，非常に良好な推定結果であることがわかる。ただ，渡り線部分については 8～15 % の誤差を示しており，推定精度がわるくなっている。

表 2.6.8 からつぎの傾向がわかる。すなわち，平面街路のアプローチ時分の増加は推定誤差を減少させ，高速道路のアプローチ時分の増加は推定誤差を増加させる傾向がある。計算結果では平面街路アプローチ時分 5 分，高速道路 0.5 分の場合が，誤差最小となっているが，上述の傾向を考慮すれば，より適当なアプローチ時分を考えることによって，誤差をさらに小さくすることができると思われる。

さて，方式(1)では， t_{ij}^{β} の項は短トリップの場合に高速道路の利用率が低下するという一般的な傾向を考慮して導入したものである。このような傾向を反映するような方式は，他にも種々考えられるわけであって，以下，いくつかの方式について考察してみる。一般的に，方式(1)のような形の場合， t_{ij} の値に対して β が不安定であると（本推定では安定しているとみてよいが，）先験確率あるいは推定結果のたしからしさにも影響するおそれがあるので，他の方式について検討することも意味があるであろう。

方式(2)：先験確率

$$p'_{ij} = \alpha u_i v_j e^{-\gamma t_{ij}} \cdot G_{ij} \quad (2.6.7)$$

ここに

$$G_{ij} = 1 - \exp \left[-\mu V (t_{ij} - t_c) \right]$$

$$t_c = P / K \Delta V$$

P = 高速道路料金 (円)

Δ = 車の時間価値 (円/分)

$$K = 1 \text{ Km 当り短縮時分} = \frac{1}{v} - \frac{1}{V}$$

V = 高速道路走行速度 (Km/h)

v = 平面街路走行速度 (")

μ = 定数

を仮定する。この方式はつぎのような考え方にしたがって仮定するものである。均一料金が課せられている場合，長トリップになるほど短縮時分が大きいので高速道路の利用率が高いはずである。料金

表一 2.6.6(1) ランプ間交通量 (方式(1))

上段：観測値，下段：推定値。(台/日)

	豊中南 (北)	福 島	北 浜	本 町	道頓堀	夕陽ヶ丘	難 波	土佐堀	出入橋	塚 本	加 島	豊中南 (南)	豊中北	合 計
豊中北	65 65	2,578 2,579	1,498 1,633	1,785 1,584	999 936	1,721 1,841	1,963 1,866	187 175	99 192	0 20	0 4	0 3	0 0	10,895 10,899
豊中南	— 0	2,663 2,569	2,313 2,130	2,385 2,306	1,440 1,521	2,630 3,118	3,081 2,673	334 272	79 306	0 26	0 4	0 1	0 5	14,925 14,929
加 島	— 0	235 264	236 369	377 463	318 378	1,157 829	797 655	40 68	0 74	0 4	0 0	0 4	0 7	3,110 3,115
塚 本	— 0	86 150	230 334	415 469	457 409	1,223 931	906 825	22 86	0 90	0 4	0 3	0 20	0 23	3,339 3,343
梅 田	— 0	— 0	33 90	222 294	601 547	1,553 1,401	1,116 1,133	22 27	0 14	33 87	51 76	238 310	392 283	4,261 4,262
堂 島	— 0	— 0	30 17	79 99	282 207	785 639	471 584	0 13	16 5	25 48	3 44	140 189	191 178	2,022 2,023
高麗橋	— 0	— 0	9 11	7 12	53 70	338 300	482 758	25 33	35 101	72 164	76 118	680 460	662 413	2,439 2,439
長 堀	— 0	— 0	0 15	7 4	3 7	19 67	72 235	22 43	33 84	80 5	90 71	429 286	318 257	1,073 1,074
恵美須	— 0	— 0	425 394	173 229	8 65	64 60	45 103	631 691	1,519 1,333	1,162 1,039	926 800	2,958 3,255	3,065 3,007	10,976 10,976
湊 町	— 0	— 0	529 312	265 178	40 48	17 177	26 63	349 221	943 535	805 786	620 336	2,693 3,273	2,935 3,291	9,222 9,222
四つ橋	— 0	— 0	107 106	30 57	41 53	25 170	20 85	49 52	205 197	412 362	267 357	1,925 1,773	1,997 1,867	5,078 5,078
中之島	— 0	— 0	— 0	— 0	— 0	— 0	— 0	— 0	— 0	156 158	184 291	2,369 1,988	2,273 2,544	4,982 4,982
福 島	— 0	— 0	— 0	— 0	— 0	— 0	— 0	— 0	— 0	74 121	231 346	3,014 2,888	4,099 4,062	7,418 7,418
合 計	65 65	5,562 5,562	5,410 5,411	5,695 5,695	4,242 4,242	9,532 9,532	8,979 8,979	1,681 1,682	2,929 2,932	2,819 2,823	2,448 2,452	14,446 14,450	15,932 15,936	79,740 79,761

(注) 一印は到達不能なランプ相互を表わす。観測値：昭和43年2月16日

アブローチ時分として表一2.6.5の t_{ij}^0 ， t_{ij}^0 にそれぞれ0.5分，3.0分を加算 $\alpha = 0.00292$ ， $\beta = 3.363$ ， $\gamma = 0.396$ ， $\delta = 1.809$

表-2.6.6(2) 区間交通量

上段：観測値，下段：推定値（台／日）

区間番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
区間交通量	10,899	10,834	25,763	28,878	32,222	26,660	30,922	32,709	34,732	29,321
	10,899	10,834	25,763	28,878	32,222	26,660	30,922	32,949	34,972	29,561
区間番号	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
区間交通量	29,321	29,321	26,065	27,139	22,897	13,365	24,341	15,362	24,584	29,662
	29,561	29,561	26,305	27,319	23,137	13,605	24,581	15,602	24,824	29,902
区間番号	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
区間交通量	27,980	1,787	26,193	23,261	28,243	35,661	32,838	30,386	15,936	15,936
	28,220	2,027	26,193	23,261	28,243	35,661	32,838	30,386	15,936	15,936

表-2.6.7 区間交通量推定値（方式(1)）

(1)

(台／日)

区間番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
交通量	10,899	10,834	25,763	28,878	32,222	26,660	30,922	32,908	34,931	29,520
区間番号	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳
交通量	29,520	29,520	26,264	27,338	23,096	13,564	24,540	15,561	24,783	29,861
区間番号	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚
交通量	28,179	1,986	26,193	23,261	28,243	35,661	32,838	30,386	15,936	15,936

$$\alpha = 0.00484 \quad \beta = 2.888 \quad r = 0.358 \quad \delta = 1.831$$

アプローチ時分：高速道路0分，平面街路3分

(2)

区間番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
交通量	10,899	10,834	25,763	28,878	32,222	26,660	30,922	32,966	34,989	29,578
区間番号	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳
交通量	29,578	29,578	26,322	27,396	23,154	13,622	24,598	15,619	24,841	29,919
区間番号	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚
交通量	28,237	2,044	26,193	23,261	28,243	35,661	32,838	30,386	15,936	15,936

$$\alpha = 0.00187 \quad \beta = 3.709 \quad r = 0.417 \quad \delta = 1.804$$

アプローチ時分：1分，3分

(3)

区間番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
交通量	10,899	10,834	25,763	28,878	32,222	26,660	30,922	32,844	34,867	29,456
区間番号	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳
交通量	29,456	29,456	26,200	27,274	23,032	13,500	24,476	15,497	24,719	29,797
区間番号	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚
交通量	28,115	1,922	26,193	23,260	28,243	35,661	32,838	30,386	15,936	15,936

$$\alpha = 0.00102 \quad \beta = 3.593 \quad r = 0.394 \quad \delta = 2.114$$

アプローチ時分：0.5分，5分

(4)

区間番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
交通量	10,899	10,834	25,763	28,878	32,222	26,660	30,922	32,859	34,882	29,471
区間番号	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳
交通量	29,471	29,471	26,215	27,289	23,047	13,515	24,491	15,512	24,734	29,812
区間番号	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚
交通量	28,130	1,937	26,193	23,261	28,243	35,661	32,838	30,386	15,936	15,936

$$\alpha = 0.000683 \quad \beta = 3.914 \quad r = 0.414 \quad \delta = 2.109$$

アプローチ時分：1分，5分

表-2.6.8 アプローチ時分の変化と区間交通量の推定精度
(方式(1))

平面街路のア プローチ時分	高速道路のア プローチ時分	α	β	r	δ	推定誤差	渡り線部分
3分	0分	0.00484	2.888	0.358	1.831	0.570～1.48%	11.08%
3	0.5	0.00292	3.363	0.396	1.809	0.688～1.788	13.37
3	1.0	0.00187	3.709	0.417	1.804	0.737～1.915	14.32
3	1.5	0.00119	4.029	0.434	1.801	0.771～2.005	14.99
3	2.0	0.00075	4.342	0.449	1.799	0.792～2.057	15.39
5	0.5	0.00102	3.593	0.394	2.114	0.388～1.010	7.55
5	1.0	0.00068	3.914	0.414	2.109	0.420～1.092	8.17

P 、車の時間価値 A 、1 Km 当り短縮時分 K とすれば、高速道路利用の最小トリップ長（限界トリップ長）は

$$l_c = P / K A, \quad K = \frac{1}{v} - \frac{1}{V}$$

平面街路走行速度 v は市街地部、郊外部での速度 v_1 、 v_2 の調和平均

$$\frac{1}{v} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{v_1} + \frac{1}{v_2} \right),$$

で与える。いま、高速道路上のトリップ長を l とすれば、

$$l \geq l_c$$

であるはずである。ここでこのトリップ長の車が高速道路を利用する割合をつぎのように仮定する。

$$\begin{aligned} G_{ij} &= 1 - e^{-\mu(l-l_c)}, \quad l \geq l_c \\ &= 1 - e^{-\mu V(t_{ij}-t_c)}, \quad t_{ij} \geq t_c \end{aligned}$$

この方式では、 $l \leq l_c$ のとき $p'_{ij} = 0$ 、 l がこれより大きくなるにしたがって指数分布 $\alpha u_i v_j e^{-\tau t_{ij}}$ に漸近し、長トリップほど高速道路利用率は高くなっている。ちなみに、 $P = 150$ 円、 $V = 60 \text{ Km/h}$ 、 $v_1 = 16.1 \text{ Km/h}$ 、 $v_2 = 21.8 \text{ Km/h}$ として、高速道路利用の限界トリップ長を求めてみると

$$l_c = \begin{cases} 6.7 \text{ Km}, & A = 10 \text{ 円/分} \\ 3.4 \text{ Km}, & A = 20 \text{ 円/分} \end{cases}$$

となる。

しかしながら、実際の O D 表では、 l_c 以下のものも多くみられるので、この方式によって O D 分布を推定することは困難である。

方式(3)：先験確率

$$p'_{ij} = \alpha u_i v_j e^{-\tau t_{ij}} (t_{ij}^0 / t_{ij})^\delta G_{ij} \quad (2.6.8)$$

方式(2)に、平面街路との競合条件を付加しようとするものであるが、方式(2)と同じ理由で採用できない方式である。

方式(2) 方式(3)は、限界トリップ長 l_c を極めて小さく、たとえば実際の O D 表にみられる最小トリップ長にとれば適用可能であるが、そうすることは l_c のもつ理論的根拠を無視することともなる。限界トリップ長を考えることは、極めて業務目的的なトリップのみを対象とする場合に妥当性があると思われ、レジャー目的トリップを含むような実際の利用トリップに適用することには無理があるので

あろう。

方式(4)：先験確率

$$p'_{ij} = \alpha u_{ij} v_j(t_{ij})^\beta e^{-\gamma t_{ij}} \exp \left\{ -\eta \left(t_{ij} + \frac{P}{\Delta} \right) / t_{ij}^0 \right\} \quad (2.6.9)$$

走行時間比を指数関数の形で導入し、さらに高速道路利用の料金を時間に換算し、この値を高速道路上の所要時間に加えたものである。車の時間価値を $\Delta = 5, 10, 15, 20$ 円／分と仮定した場合のパラメータおよび区間交通量の推定誤差を表－2.6.9に示す。ただし、方式(1)のように、アプローチ時分を考慮しており、その値は高速道路1分、平面街路5分である。表－2.6.9にみるとおり、推定誤差5～17%、いわゆる渡り線では130%にも達しており、方式(1)にくらべて極めて誤差が大きい。

表－2.6.9 区間交通量推定精度（方式(4)）

Δ	α	β	γ	η	推 定 誤 差	渡り線
5円／分	0.0484	2.677	0.417	0.697	+5.08～13.21%	98.8%
10	0.0334	2.749	0.410	0.905	+5.95～15.46	115.6
15	0.0277	2.789	0.407	0.998	+6.40～16.63	124.4
20	0.0248	2.814	0.406	1.050	+6.70～17.34	129.7

アプローチ時分：高速道路1分、平面街路5分

方式(5)：先験確率

$$p'_{ij} = \alpha u_{ij} v_j(t_{ij})^\beta \exp \left(-\eta \frac{P/\Delta}{t_{ij}^0} \right) \quad (2.6.10)$$

方式(4)では、高速道路所要時分 t_{ij} が指数の形で2回含まれており、あまり好ましい形でないので、これをすべて $(t_{ij})^\beta$ の項に一括し、料金を時間換算した値に対してのみ平面街路との競合関係を考えることにしたものである。推定値を表－2.6.10に示す。当然のことながら、パラメータ α 、 β は Δ の値にかかわらず一定、 η の値が Δ に比例する結果となっている。推定誤差は Δ にかかわらず一定であり、このような形で料金抵抗および時間価値を導入することは、区間交通量推定の見地からはあまり意味がないといえよう。

表－2.6.10 区間交通量推定精度（方式(5)）

Δ	α	β	η	推 定 誤 差	渡り線
5円／分	7.142	-1.406	1.725	4.19～10.90%	81.5%
10	7.142	-1.406	3.449	"	"
15	7.142	-1.406	5.174	"	"
20	7.142	-1.406	6.899	"	"

アプローチ時分：高速、平面とも0 — 59 —

方式(6): 先験確率

$$p'_{ij} = \alpha u_i v_j \exp \left\{ -\eta \left(t_{ij} + \frac{P}{\Delta} \right) / t_{ij}^0 \right\} (t_{ij}^0 / t_{ij})^\delta \quad (2.6.11)$$

方式(4)の $(t_{ij})^\beta$ を除き, 平面街路との走行時間比を導入したものである。 $\Delta = 5, 10, 15, 20$ 円/分に対するパラメータおよび区間交通量の推定誤差を表-2.6.11に示す。この推定精度は方式(1)と同程度のものであるが, 誤差はいずれも負であり, いずれの区間も実際より少な目に推定されている点が方式(1)と異なる。推定誤差のもっとも小さい時間価値 $\Delta = 5$ 円/分, アプローチ時分いずれも 0 分に対するランプ間, 区間交通量を表-2.6.12(1), (2)に示す。なお方式(6)で, $\Delta = 10, 15, 20$ 円/分に対する区間交通量の推定結果を表-2.6.13(1)~(3)に示す。

表-2.6.11. 区間交通量の推定誤差 (方式(6))

Δ	α	η	δ	推 定 誤 差	渡り線
5 円/分	0.00925	0.140	1.983	-0.57 ~ -1.49 %	-11.1 %
10	0.00921	0.190	1.970	-0.58 ~ -1.53 %	-11.4
15	0.00906	0.209	1.970	-0.61 ~ -1.60 %	-12.0
20	0.00892	0.217	1.974	-0.64 ~ -1.68 %	-12.5

アプローチ時分はいずれも 0 分

表-2.6.12(1) ランプ間交通量 (方式(6))

上段: 観測値, 下段: 推定値, (台/日)

出入	豊中南 (北)	福 島	北 浜	本 町	道 橋	夕陽ヶ丘	豊 波	土 橋	出入橋	塚 本	加 島	豊中南 (南)	豊中北	合 計
豊中北	65 65	2,578 1,597	1,498 1,212	1,785 1,327	999 1,030	1,721 2,469	1,963 2,154	187 305	99 511	0 108	0 50	0 68	0 3	10,895 10,899
豊中南	0	2,663 2,520	2,313 1,828	2,385 1,973	1,440 1,528	2,630 3,592	3,081 2,399	334 332	79 542	0 87	0 26	0 6	0 96	14,925 14,929
加 島	0	235 612	236 366	377 399	318 327	1,157 756	797 415	40 48	0 74	0 7	0 0	0 29	0 82	3,110 3,115
塚 本	0	86 832	230 369	415 397	457 300	1,223 673	906 386	22 40	0 59	0 4	0 7	0 94	0 182	3,339 3,343
梅 田	0	33 0	222 413	222 467	601 443	1,553 882	1,116 356	22 5	0 4	33 49	51 88	238 648	392 907	4,261 4,262
堂 島	0	30 0	79 329	79 282	282 192	785 402	471 161	0 2	16 1	25 18	3 33	140 250	191 352	2,022 2,022
高麗橋	0	9 0	7 536	7 53	53 184	338 333	482 271	25 5	35 19	72 52	76 68	680 427	662 542	2,439 2,440
長 堀	0	0 0	0 4	7 4	3 145	19 193	72 137	22 8	33 18	80 1	90 39	429 228	318 290	1,073 1,074
恵美須	0	425 236	173 104	173 104	8 26	64 23	45 2,648	631 360	1,519 671	1,162 485	926 529	2,958 2,804	3,065 3,090	10,976 10,976
溝 町	0	529 433	265 151	265 151	40 29	17 102	26 21	349 386	943 665	805 573	620 266	2,693 3,163	2,935 3,432	9,222 9,221
四つ橋	0	107 218	30 58	30 58	41 38	25 109	20 30	49 190	205 369	412 299	267 311	1,925 1,655	1,997 1,800	5,078 5,077
中之島	0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	156 418	184 408	2,369 2,039	2,273 2,117	4,982 4,982
福 島	0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	74 723	231 626	3,014 3,029	4,099 3,044	7,418 7,418
合 計	65 65	5,562 5,561	5,410 5,411	5,695 5,695	4,242 4,242	9,532 9,534	8,979 8,978	1,681 1,681	2,929 2,933	2,819 2,824	2,448 2,451	14,446 14,450	15,932 15,933	79,740 79,758

(注) 一印は到達不能なランプ相互を表わす。

アプローチ時分いずれも 0 分

時間価値 $\Delta = 5$ 円/分の場合 $\eta = 0.140$ $\delta = 1.983$

(2) 区間交通量 (方式(6))

上段：観測値，下段：推定値，(台/日)

区間番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
区間交通量	10,899	10,834	25,763	28,878	32,222	26,660	30,922	32,709	34,732	29,321
	10,899	10,834	25,763	28,877	32,221	26,659	30,921	32,509	34,533	29,121
区間番号	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
区間交通量	29,321	29,321	26,065	27,139	22,897	13,365	24,341	15,362	24,584	29,662
	29,121	29,121	25,865	26,939	22,697	13,165	24,141	15,162	24,384	29,462
区間番号	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
区間交通量	27,980	1,787	26,193	23,261	28,243	35,661	32,838	30,386	15,936	15,936
	27,780	1,588	26,193	23,261	28,243	35,662	32,828	30,387	15,937	15,937

表-2.6.13 区間交通量推定値 (方式(6))

(1) $\Delta=10\text{円/分}$

区間番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
交通量	10,899	10,834	25,763	28,878	32,221	26,659	30,921	32,505	34,528	29,117
区間番号	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳
交通量	29,117	29,117	25,861	26,935	22,693	13,161	24,137	15,158	24,380	29,458
区間番号	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚
交通量	27,776	1,583	26,193	23,261	28,243	35,661	32,839	30,386	15,936	15,936

$$\eta = 0.190 \quad \delta = 1.970$$

(2) $\Delta=15\text{円/分}$

区間番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
交通量	10,899	10,834	25,763	28,878	32,221	26,659	30,921	32,494	34,518	29,106
区間番号	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳
交通量	29,106	29,106	25,850	26,924	22,682	13,150	24,126	15,147	24,370	29,448
区間番号	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚
交通量	27,766	1,573	26,193	23,261	28,243	35,661	32,839	30,386	15,936	15,936

$$\eta = 0.209 \quad \delta = 1.970$$

(3) $d=20$ 円/分

区間番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
交通量	10,899	10,834	25,763	28,878	32,221	26,659	30,921	32,486	34,509	29,098
区間番号	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳
交通量	29,098	29,098	25,842	26,916	22,674	13,142	24,118	15,139	24,361	29,439
区間番号	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚
交通量	27,757	1,564	26,193	23,261	28,243	35,661	32,839	30,386	15,936	15,936

$$\eta = 0.217 \quad \delta = 1.974$$

以上の方式(1)～(6)による結論をとりまとめて、表－2.6.14に示す。

表－2.6.14 方式(1)～(6)の特性

方式	推 定 誤 差	特 徴	備 考
1	0.388～1.010%	安定 パターン適合良好	
2	—	—	収束せず
3	—	—	〃
4	5.08 ～13.21	安定、パターン適合不良	
5	4.19 ～10.90	パラメータが負、パターン適合不良	
6	－0.57～－1.49	安定、 $d=5$ 円/分のとき最良、パターン適合度中	

以上のことから、都市高速道路における流入制御のための予測においては、方式(1)、方式(6)のいずれかを採用することが推奨される。方式(2)、(3)は実際の現象からみて適用困難であり、方式(4)、(5)は推定精度の点で劣る。方式(1)、(6)のやや詳細な比較を行なってみると

区間交通量推定誤差：方式(1)は正、方式(6)は負

ODパターンの適合性：方式(1)良好、方式(6)やや劣る

先験確率式の形式：方式(1)簡便、方式(6)やや複雑

などの差異があるといえよう。この点からして、方式(1)の方が推奨される。なお、ODパターンの適合性の良否に関する判定は、実績分布に対するばらつきを計算したうえの結論ではなく、表－2.6.6(1)と表－2.6.12(1)との目視による判断である。

なお、ケース(1)において、単一ループに対するエントロピー最大法の適用結果として、ODパターンの適合性のよさにもかかわらず区間交通量が実績値に一致しない場合、先験確率式のパラメータの値を若干修正することによって区間交通量に一致させえた研究をあげ、なお、一般的な網に対するこのような修正の試みの余地があるとした。しかしながら、本項での推定結果は、パラメータを変更することなく、区間交通量もきわめて小さい誤差で推定できることを示している。このことによって、

エントロピー最大法をもちいた推定および予測の作業が簡略化されることの意義は大きい。

2-6-3 都市間高速道路のインターチェンジ間OD交通量の推定¹⁷⁾

本項は、都市高速道路における流入制御のための交通量推定とは直接関係がない。ただ、現状では十分に実現されていないが、都市高速道路と都市間高速道路との一元的な交通管制、とくに利用パターンや機能などに関して都市高速道路とあるていどの共通性をもつと考えられる都市近郊の都市間高速道路との可能な限りの一体的な交通管制が実現されるならば、都市間高速道路における交通量の推定もしくは予測も重要な作業となるであろう。

本項では、都市近郊部をも通過している名神高速道路西宮I.C.から小牧I.C.の間を対象としてインターチェンジ間OD交通量の推定を行なう。上述のような含みをもっているとはいえ、ここでの直接の興味は、都市高速道路のランプ間OD交通量、区間交通量の推定にきわめて有効な手法であることが示されたエントロピー最大法を都市間高速道路に適用した場合、どのような推定結果がえられるかという点にある。

都市間高速道路では、一般にトリップ長が長いためにインターチェンジ流入・流出の時間おくれを無視することができず、比較的短時間の流入・流出交通量からOD交通流を推定することは避けるべきであろう。ただ、流入・流出交通量が比較的安定し、定常的である場合には、OD分布もまた定常状態にあるとみなすことにすれば、1～2時間帯程度のOD分布推定にも意味があろう。ただし、本推定では24時OD交通量を推定するものである。

都市間高速道路利用車の車種構成は都市高速道路のそれにくらべて複雑であるために、車種によるOD分布パターンの相違も大きいものと思われる。このために、これらを一括して推定をおこなうことは誤差を大きくする恐れがあるので、対象車種を車種区分1（名神高速道路における区分で、小型乗用車、軽乗用車、二輪車を含む）に限定する。もちいる実績値は、昭和43年4月27日の24時間観測値である。本推定で直接目的とする推定精度の検討にとってはこれで十分である。

先験確率式の仮定に際して考慮した要素は、インターチェンジ間の高速道路上所要時間および並行する一般道路上所要時間、通行料金および利用車の時間価値の4つである。なお、都市間高速道路では距離比例の料金制を採用しているので、都市高速道路を対象とした場合に仮定した方式(2)、(3)のような形は考えられない。

上の4つの要素を考慮して仮定した先験確率は、つぎの5種である。

$$(A) : p'_{ij} = \alpha_{u,v_j}(t_{ij})^{\beta_e - \gamma t_{ij}}$$

$$(B) : p'_{ij} = \alpha_{u,v_j}(t_{ij})^{\beta_e - \gamma t_{ij}} (t_{ij}^0 / t_{ij})^{\delta}$$

$$(C) : p'_{ij} = \alpha u_i v_j (t_{ij})^{\beta} e^{-\gamma (t_{ij} + P_{ij}/\Delta)}$$

$$(D) : p'_{ij} = \alpha u_i v_j (t_{ij})^{\beta} e^{-\gamma (t_{ij} + P_{ij}/\Delta)} (t_{ij}^0 / t_{ij})^{\delta}$$

$$(E) : p'_{ij} = \alpha u_i v_j (t_{ij})^{\beta} \left\{ t_{ij}^0 / (t_{ij} + \frac{P_{ij}}{\Delta}) \right\}^{\delta}$$

ここに、

P_{ij} : インターチェンジ i, j 間の料金 (円)

Δ : 利用車の時間価値 (円/分)

であって、その他の記号はこれまでと同様である。方式 (A), (B) は阪神高速道路を対象として適用したものであって、これをトリップ長が長い都市間高速道路にそのまま適用しようとする。方式

表-2.6.15 インターチェンジ間所要時分

		上段: 高速道路利用 t_{ij} 下段: 平面道路利用 t'_{ij} (単位: 分)													
0	D	西宮	尼崎	豊中	茨木	京都南	京都東	大津	栗東	大森	彦根	関原	大垣	一宮	小牧
1.	西宮	0	8.2	12.6	23.4	42.6	50.9	54.0	68.0	85.0	102.5	211.9	228.4	239.3	247.8
		0	21.2	26.0	48.1	100.5	117.5	129.1	150.3	185.5	224.2	260.2	281.4	307.8	325.4
2.	尼崎		0	7.5	18.3	37.5	45.8	48.9	62.9	79.9	97.4	116.8	128.8	144.2	152.7
		21.2	0	10.3	43.6	96.0	113.0	124.6	145.8	181.0	219.7	255.7	276.9	303.3	320.9
3.	豊中			0	18.9	33.1	41.4	44.5	58.5	75.5	98.0	112.4	123.9	139.8	148.3
		26.9	10.3	0	32.7	85.1	102.1	118.7	134.9	170.1	208.8	244.8	266.0	292.4	310.0
4.	茨木				0	22.8	30.6	33.7	47.7	64.7	82.2	101.6	113.1	129.0	137.5
		68.1	63.6	32.7	0	52.4	69.4	81.0	102.2	187.4	176.1	212.1	288.8	259.7	277.3
5.	京都南					0	11.4	11.45	28.5	55.5	78.0	92.4	108.9	119.8	128.3
		120.5	116.0	85.1	52.4	0	17.0	28.6	49.8	85.0	128.7	159.7	180.9	207.3	224.9
6.	京都東						0	6.2	20.2	47.2	64.7	84.1	95.6	115.0	123.5
		187.5	133.0	102.0	69.4	17.0	0	11.6	82.8	68.0	106.7	142.7	168.9	190.3	207.9
7.	大津							0	17.1	44.1	61.6	81.0	92.5	108.4	116.9
		149.1	144.6	113.7	81.0	28.6	11.6	0	21.2	56.4	95.1	131.1	152.3	178.7	196.3
8.	栗東								0	23.5	39.8	58.7	70.2	86.1	94.6
		170.8	165.8	134.9	102.2	49.8	82.8	21.2	0	35.2	78.9	109.9	181.1	157.5	175.1
9.	大森									0	20.6	40.0	51.5	67.4	75.9
		205.5	201.0	170.1	137.4	85.0	68.0	56.4	35.2	0	38.7	74.7	95.9	122.3	139.9
10.	彦根										0	22.5	34.0	49.9	58.4
		244.2	239.7	208.8	176.1	128.7	106.7	95.1	78.9	38.7	0	86.0	57.2	88.6	101.2
11.	関原											0	14.6	30.5	39.0
		280.2	275.7	244.8	212.1	159.7	142.7	131.1	109.9	74.7	36.0	0	21.2	47.6	65.2
12.	大垣												0	19.0	27.5
		301.4	296.9	266.0	233.3	180.9	168.9	152.3	131.1	95.9	57.2	21.2	0	26.4	44.0
13.	一宮													0	11.6
		327.8	323.3	292.4	259.7	207.8	190.8	178.7	157.5	122.3	88.6	47.6	26.4	0	17.6
14.	小牧														0
		345.4	340.9	310.0	277.3	224.9	207.9	196.3	175.1	139.9	101.2	65.2	44.0	17.6	0

注) ○昭和44年2月20日測定

○ t_{ij} については西宮、栗東間は実測値を示し栗東、小牧間は実測値を参考として車両平均速度=70 km/時を使用して算出した。これは一般道路からゲートまでの所要走行時間、ゲートから一般道路までの所要走行時間を含む。

○ t'_{ij} については、京都南、西宮間は実測値を示し京都南、小牧間は実測値を参考として車両平均速度=43.8 km/時を使用して算出した。特に、石橋交差点付近で片側車線が渋滞となったので逆方向に進向する車両との所要時間差が20分程度出てきている。

○計算にもちいた所要時間は、この表の値を若干変更してもちいているが、方式によっては、この表の値をそのままもちいている。

(C), (D), (E)は、料金を時間に換算してこれを高速道路所要時間に加算する形で導入している。料金を導入する形としてはこれらの他にも、たとえば $(t_{ij}^0 - t_{ij})/P_{ij}$ のような形など種々あると思われるが、一応、上の3つの形式を試みることにする。

表-2.6.16 インターチェンジ間料金表
(車種区分1)

(單位円)

西 ¹ 宮													
100	尼 ² 崎												
100	100	豊 ³ 中											
200	150	100	茨 ⁴ 木										
400	350	300	200	京 ⁵ 都座									
450	400	350	300	100	京 ⁶ 都東								
500	450	400	300	100	100	大 ⁷ 津							
600	550	500	450	250	150	150	茨 ⁸ 東						
800	750	700	600	400	350	350	200	六 ⁹ 日市					
950	900	850	750	600	500	500	350	200	彦 ¹⁰ 根				
1150	1050	1050	950	750	700	650	550	350	200	関 ¹¹ ヶ原			
1250	1200	1150	1050	850	800	750	650	450	300	150	大 ¹² 垣		
1400	1350	1300	1200	1000	950	900	800	600	450	300	150	一 ¹³ 宮	
1450	1400	1350	1250	1100	1000	1000	850	700	500	350	250	100	小 ¹⁴ 牧

インターチェンジ間所要時間、通行料金をそれぞれ表-2.6.15, 2.6.16に示す。なお、所要時間については、表-2.6.15に示す値にアプローチ時間として若干の時間を加えたものをもちいることがあるが、これらはそれぞれ推定結果に付記してある。また、時間価値 Δ については $\Delta=10$ 円/分の場合のみについて計算を行なっている。

これらをもちいて推定した結果から、各方式のパラメータの値を表-2.6.17に、また各方式の特性比較を表-2.6.18にそれぞれ示す。また、比較の実績値によくあると判断される方式(A)，(B)，(E)による推定結果を表-2.6.19，2.6.20，2.6.21にそれぞれ示す。

都市間高速道路におけるインターチェンジ間OD交通量の推定にエントロピー最大法を適用した結果をとりまとめたのべればつぎのとおりである。

(i) ODパターンの実績値に対する適合性は、阪神高速道路の場合より劣る。名神高速道路ではイ

表- 2. 6. 17 各方式のパラメータの値

方 式	α	β	r	δ	備 考 ^(注)
(A)	13.913	-0.638	0.00439		$t_{ij} = t_{ij} + 1$ (分)
(B)	16.707	-0.0676	0.0144	-2.716	
	55.402	-0.308	0.0129	-3.019	$t_{ij} = t_{ij} + 1$ (分) $t_{ij}^0 = t_{ij}^0 + 5$ (分)
	33.091	-0.182	0.0138	-2.998	$t_{ij} = t_{ij} + 2$ (分) $t_{ij}^0 = t_{ij}^0 + 5$ (分)
	15.539	0.0781	0.0155	-3.362	$t_{ij} = t_{ij} + 10$ (分) $t_{ij}^0 = t_{ij}^0 + 15$ (分)
(C)	5.169	-0.279	0.00581		
(D)	10.660	0.0744	0.00953	-2.530	
(E)	20.401	-0.807		-1.989	

(注) 右辺の t_{ij} , t_{ij}^0 は表- 2. 6. 15に示す値であって、この左辺の t_{ij} , t_{ij}^0 をもちいて計算した。ただし、空欄は表- 2. 6. 15の t_{ij} , t_{ij}^0 の値をもちいたことを示す。

表- 2. 6. 18 方式A～Eの比較

方 式	OD適合性	パラメータ	備 考
(A)	良 ^(注)	$\beta < 0$	OD適合性は(B)にくらべてやや劣る。
(B)	良	$\beta < 0$ から、 $\beta > 0$ へ r , δ は安定	表- 2. 6. 15の t_{ij} , t_{ij}^0 を大きくしていくと $\beta < 0$ から $\beta < 0$ にかわる。
(C)	不 良	$\beta < 0$	
(D)	不 良	$\beta > 0$	表- 2. 6. 15の t_{ij} , t_{ij}^0 より大きい t_{ij} , t_{ij}^0 では $\beta > 0$ で安定と思われる。
(E)	中	$\beta < 0$	

(注) ODパターンの適合性は阪神高速道路における適合性にくらべて劣る。
ここでの比較は、(A)～(E)の相対比較である。

ンターチェンジ間の特殊な結びつき、すなわち都市高速道路の利用が行なわれている部分（西宮～茨木間），都市バイパスの利用が大きい部分（京都南～大津）および本来の都市間高速道路としての機能をもっている部分（大津以東）があるために、これらを一括して確率的パターンとしてとらえることは困難であろう。

(ii) 先験確率式にとり入れた要因は、インターチェンジ間の高速道路上所要時分、競合平面道路所要部分、料金および利用者の時間価値である。これら4つの要因を適当にくみ合わせて、5つの先験確率式を仮定した。これらのうち、比較的実績ODパターンに近い推定結果を与えるのはつぎのかちである。

$$\text{方式 (A)} : p'_{ij} = \alpha u_i v_j t_{ij}^{\beta} e^{-\gamma t_{ij}}$$

$$\text{方式 (B)} : p'_{ij} = \alpha u_i v_j t_{ij}^{\beta} e^{-\gamma t_{ij}} (t_{ij}^0 / t_{ij})^{\delta}$$

$$\text{方式 (E)} : p'_{ij} = \alpha u_i v_j t_{ij}^{\beta} \left\{ t_{ij}^0 / \left(t_{ij} + \frac{P_{ij}}{d} \right) \right\}^{\delta}$$

(iii) 方式 (E) はどちらかといえば方式 (A)，(B) に劣るようであるが、明らかな差があるというほどではない。しいて、適合性のよい順にならべれば、(B)，(A)，(E) となる。

(iv) 高速道路上および競合平面道路上のインターチェンジ間所要時分 t_{ij}, t_{ij}^0 は、実測値をもとにして決定した値を若干変更した幾組かの値をつくり、それぞれOD推定を行なった。この理由は実測にもとづく値とはいえ、アプローチ時分、一般道路所要時分などは明確に定めうるものではないからであって、このような値を加減することは当然考えてよいことだからである。また、こうすることによって、パラメータが著しく鋭敏に変動するならば、そのような形の先験確率式は望ましいものとはいえないであろう。所要時分はあまり明確に定めうるものではないからである。

(v) 各種方式のパラメータの符号ないし安定性については、あまり満足すべき妥当な結果を得ることはできなかった。このことは、先験確率に確からしさが欠けるという意味で——少なくとも、検討した5つの先験確率についてはこう結論してよいと思われる——都市間高速道路に対しては、(i)にのべたような理由によるところが大きいと思われるが、エントロピー法の適用が困難であることを示しているように考えられる。

表-2.6.19 方式(A)によるインターチェンジ間交通量

上段：実績値(43.4.27)
下段：方式(A)による推定値 (単位：台/日)

O	D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	合 計
1	西 宮		539 915	5,777 5,055	1,062 917	665 772	73 220	197 254	144 252	9 31	92 105	10 31	42 66	94 108	43 19	8747 8745
2	尼 崎	583 1,107		2,018 1,663	523 260	234 204	31 57	62 66	48 65	7 8	18 26	16 7	5 34	16 54	18 9	3570 3569
3	豊 中	7,855 6,955	2,063 1,892		2,381 2,565	2,152 1,844	213 512	557 585	313 566	31 69	243 227	30 141	71 293	158 462	128 80	16,190 16,191
4	茨 木	1,289 1,221	580 286	2,300 2,482		645 659	71 173	252 195	155 180	18 21	92 69	16 42	38 87	71 136	47 23	5,574 5,574
5	京都南	815 923	236 201	1,872 1,603	608 592		92 407	599 422	342 322	31 29	114 92	23 56	64 114	116 177	56 30	4,968 4,968
6	京都東	94 248	33 53	170 420	69 147	86 384		103 223	778 128	68 10	107 32	28 19	55 39	115 58	65 10	1,771 1,771
7	大 津	144 213	42 46	362 357	154 123	465 296	95 166		105 130	20 10	43 30	5 18	9 36	34 56	12 10	1,490 1,491
8	栗 東	162 262	36 55	212 427	106 141	268 279	722 118	156 161		18 24	38 67	4 36	10 72	26 107	9 18	1,767 1,767
9	八日市	9 36	3 8	24 58	20 19	32 28	63 11	40 14	23 27		21 19	6 9	11 16	16 23	4 4	272 272
10	彦 根	37 79	13 17	77 125	39 39	69 58	134 22	53 27	29 49	18 12		26 35	51 60	54 81	19 13	619 617
11	関が原	15 23	4 10	15 75	9 23	25 34	32 12	2 15	7 25	4 5	30 34		55 81	203 88	37 14	438 439
12	大 垣	25 71	5 30	39 227	23 70	48 102	47 37	16 46	7 74	10 15	46 85	49 118		968 419	71 60	1,354 1,354
13	一の宮	252 173	29 71	187 537	71 164	198 237	217 82	69 106	43 165	31 32	116 171	480 192	1,079 628		83 296	2,855 2,854
14	小 牧	53 20	10 8	39 62	12 19	37 27	36 9	19 12	8 19	5 4	15 18	50 20	96 60	95 197		475 475
合 計		11,333 11,331	3,593 3,592	13,092 13,091	5,077 5,079	4,924 4,924	18,266 18,266	21,125 21,126	2,002 2,002	270 270	975 975	734 733	1,586 1,586	1,966 1,966	587 586	50,090 50,087

$$\alpha = 13.913 \quad \beta = -0.638 \quad \gamma = 0.00439$$

(注) * インターチェンジ間所要時分 t_{ij} は、表-2.6.15に示す値に1分を加えた値をもちいた。

* 車種区分1 (小型乗用車, 軽乗用車, 二輪自動車)

表-2.6.20 方式(B)によるインターチェンジ間交通量

上段：実績値(43.4.27)

下段：方式(B)による推定値 (単位：台/日)

O	D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	計
1	西宮		539 512	5777 5218	1062 1313	665 725	73 168	197 196	144 189	9 20	92 71	10 58	42 100	94 150	43 26	8747 8746
2	尼崎	583 687		2018 2408	523 194	234 119	31 28	62 33	48 33	7 4	18 13	7 7	5 14	16 25	18 5	3570 3570
3	豊中	7855 8107	2063 2790		2381 2285	2152 1266	213 305	557 353	313 359	31 39	243 141	30 79	71 153	158 264	123 49	16190 16190
4	茨木	1289 978	580 101	2300 2765		645 786	71 180	252 196	155 201	18 21	92 72	16 40	38 77	71 132	47 24	5574 5574
5	京都南	815 643	236 77	1872 1240	608 634		92 677	599 495	342 476	31 61	114 164	23 79	64 144	116 235	56 42	4968 4967
6	京都東	94 150	33 19	170 282	69 137	86 640		103 172	778 157	68 19	107 48	28 23	55 41	115 70	65 12	1771 1770
7	大津	144 131	42 16	362 235	154 108	465 338	95 124		105 285	20 28	43 60	5 27	9 48	34 77	12 14	1490 1491
8	栗東	162 162	36 21	212 291	106 135	268 396	722 138	156 347		18 28	38 57	4 29	10 54	26 92	9 16	1766 1766
9	八日市	9 21	3 3	24 36	20 16	32 57	63 19	40 38	23 32		21 12	6 6	11 11	16 19	4 3	272 273
10	彦根	37 50	13 7	77 84	39 35	69 100	134 31	53 54	29 42	18 8		26 36	51 60	54 96	19 16	619 619
11	関が原	15 40	4 4	15 44	9 18	25 46	32 14	2 23	7 20	4 4	30 35		55 73	203 102	37 16	438 439
12	大垣	25 104	5 11	39 128	23 53	48 124	47 37	16 60	7 56	10 10	46 84	49 108		968 510	71 70	1354 1355
13	一の宮	252 232	29 28	187 322	71 133	198 294	217 92	69 140	43 137	31 25	116 196	480 219	1079 743		83 293	2855 2854
14	小牧	53 27	10 4	39 40	12 16	37 35	36 11	19 16	8 16	5 3	15 22	50 23	96 67	95 195		475 475
合 計		11333 11332	3593 3593	13092 13092	5077 5077	4924 4926	1826 1824	2125 2123	2002 2003	270 270	975 975	734 734	1586 1585	1966 1967	587 586	50090 50088

$$\alpha = 15.539 \quad \beta = 0.0781 \quad \gamma = 0.0155 \quad \delta = 3.362$$

(注) * インターチェンジ間所要時分 t_{ij}^0, t_{ij}^0 は表-2.6.15に示す値にそれぞれ10分, 15分を加えた値をもちいた。

* 車種区分1 (小型乗用車, 軽乗用車, 二輪自動車)

表-2.6.21 方式(E)によるインターチェンジ間交通量

上段：実績値(43.4.27)
下段：方式(E)による推定値 (単位：台/日)

O	D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	合 計
1	西 宮		539 418	5,777 5,078	1,062 1,285	665 766	73 137	197 189	144 214	9 30	92 107	10 71	42 154	94 247	43 47	8,747 8,741
2	尼 崎	583 576		2,018 2,736	523 98	234 63	31 11	62 16	48 18	7 3	18 9	7 5	5 11	16 18	18 4	3,570 3,566
3	豊 中	7855 7697	2063 3014		2381 2,219	2,152 1,319	213 234	557 325	313 371	31 52	243 186	30 103	71 225	158 369	123 70	16,190 16,184
4	茨 木	1,289 1,094	580 57	2,300 2,488		645 872	71 165	252 185	155 226	18 27	92 92	16 49	38 107	71 173	47 33	5,574 5,565
5	京都南	815 747	236 44	1,872 1,218	608 718		92 726	599 415	342 459	31 45	114 140	23 65	64 136	116 215	56 41	4,968 4,969
6	京都東	94 127	33 8	170 197	69 123	86 659		103 413	778 115	68 11	107 29	28 14	55 29	115 46	65 8	1,771 1,778
7	大 津	144 134	42 8	362 202	154 102	465 279	95 306		105 288	20 18	43 40	5 17	9 35	34 54	12 10	1,490 1,493
8	栗 東	162 193	36 12	212 284	106 154	268 380	722 105	156 354		18 34	38 63	4 29	10 57	26 87	9 16	1,767 1,768
9	八日市	9 32	3 2	24 45	20 21	32 42	63 12	40 24	23 38		21 20	6 6	11 12	16 18	4 3	272 276
10	彦 根	37 78	13 5	77 107	39 47	69 87	134 20	53 37	29 47	18 13		26 40	51 59	54 76	19 12	619 626
11	関が原	15 50	4 2	15 55	9 23	25 38	32 9	2 15	7 20	4 4	30 37		55 100	203 78	37 10	438 441
12	大 垣	25 159	5 8	39 176	23 74	48 115	47 27	16 44	7 59	10 11	46 80	49 147		968 400	71 52	1,354 1,352
13	一の宮	252 391	29 21	187 487	71 182	198 275	217 64	69 102	43 135	31 25	116 157	480 174	1,079 606		83 286	2,855 2,855
14	小牧牧	53 49	10 3	39 55	12 23	37 35	36 8	19 13	8 16	5 3	15 17	50 15	96 52	95 189		475 476
合 計		11,383 11,325	3,593 3,602	13,092 13,079	5,077 5,069	49,24 49,29	1,826 1,823	2,125 2,129	2,002 2,004	270 276	975 977	734 736	1,586 1,583	19,66 19,69	587 591	50,090 50,090

$$\alpha = 20.401 \quad \beta = -0.807 \quad \delta = -1.939$$

(注) * インターチェンジ間所要時間は表-2.6.15による

* 車種区分1 (小型乗用車, 軽乗用車, 二輪自動車)

2-6-4 流入制御のための短時間交通量の予測¹⁸⁾

都市高速道路における24時間のランプ間OD交通量の推定およびこれをもちいた区間交通量の推定を行なうのに、エントロピー最大法がきわめて精度の高い推定結果を与えることを明らかにした。また、そこでもちいるべき先験確率式として、方式(1)すなわち式(2.6.6)が推奨されうること示した。

さて、ランプにおける流入制御を行なうためには、もっと短時間の区間交通量を予測する必要がある。本項においては、経路行列をもちいる予測結果と共に、分岐確率による予測結果をも一応示しておく。経路行列をもちいる予測結果に対しては、誤差の程度を吟味すると共に誤差のとり扱いかについて2,3の簡単な検討をおこなう。なお、区間交通量の予測は現時点のつぎの単位時間について行なうこととする。

ここで一つの問題は予測の単位時間長さをどれくらいにとればよいかである。これについては明快な理論的根拠があるわけではないが、5～10分程度が考えられる。制御との関連でみる必要があり、1～2分という短い時間の交通量予測にもとづく制御は交通流の偶然変動にふりまわされるだけの結果に終るおそれが大きく、また計算機能力などハード面の制約もあろう。逆に、1時間といった長時間の予測にもとづく制御では交通流の時間的な変化を無視しすぎる恐れが大きく、実際上もこのような長時間にわたるたとえばランプ閉鎖などは問題があろう。

本項では、ランプ流入交通量の予測は短くとも5分が望ましいことを指摘し、これに従って本線交通量も5分で予測することとした。

(1) ランプ流入交通量の予測¹⁹⁾

ここでは、区間交通量の予測に必要なランプ流入交通量を予測し、予測単位時間の長さについて検討する。

予測にもちいる観測値は、阪神高速道路大阪守口線の森小路オンランプ、大阪堺線の堺オンランプ²⁰⁾における観測結果であって、一次指数平滑法で予測し、他の予測手法は試みていない。観測日時はそれぞれ、昭和45年11月4日(水)および5日で、両ランプとも9時～12時および13時～15時にわたり30秒交通量が観測されている。観測交通量はいずれも2分程度の周期をもつことがわかったが、予測に際しては周期変動もまた傾向的な変動も無視した。

予測単位長時間長さ0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 10, および20(分)、平滑化定数1.0, 0.8, 0.6, 0.4, 0.2, 0.1 および0の各組合せに対し、予測リードタイムを1単位時間とする予測値について

$$c = \sqrt{\frac{1}{n} \sum (U_0^d - \hat{U}^d)^2} / \bar{U}_0^d$$

を求めた結果を表-2.6.22 および図-2.6.7, 2.6.8に示す。上式で、 U_0^d , \bar{U}_0^d は観測値, 平均値, \hat{U}^d

は予測値であって n は観測値の数である。 c は予測誤差の相対的な大きさを示すものとみなされる。以下この c を予測誤差係数とよぶ。なお、図-2.6.7, 2.6.8には午前中の結果だけを示し、午後の部分は示していないが、傾向は同じである。

表-2.6.22, 図-2.6.7, 2.6.8 からつぎのことが指摘できる。

(i) 予測誤差係数は単位時間3分までは急激に減少し、5分以上でその減少は極めてゆるやかである。

(ii) 3～4分は予測誤差係数が、急減から漸減へとかわる境界であろう。予測誤差係数が小さいという意味で、5分はどのランプについても比較的安定した予測値を与える下限値とみてよいであろう。

(iii) 20分の場合を除いて、予測誤差係数は平滑化定数0.4～0.6の間で最小になるとみてよい。しかし、5～10分の場合、平滑化定数に対する予測誤差係数の変化は極めて小さい。したがって、5～10分の場合、 $\alpha=1$ すなわち直前の5～10分実績値を次の5～10分予測値としても精度には大差がないであろう。実用上はこれによって、オンラインでの流入交通量予測計算を省略できる。

(iv) 予測単位時間を5～10分から20分に延長しても、予測誤差係数はそれほど大幅に小さくならない。このことは(i)ですでにのべたが、予測制御上の観点からは誤差の絶対値そのものも重視しなければならぬことを考えると、やはり5～10分が適当な時間長さであると考えられる。

以上により、区間交通量の予測においては、直前の5分間のランプ流入実績値を次の流入予測値としてもちいることとする。5分という時間単位は、交通量の変動の性質からみて常識的に妥当と考えられる最短時間であろう。なお、表-2.6.23に流入交通量の実績値および予測値の一例を示す。

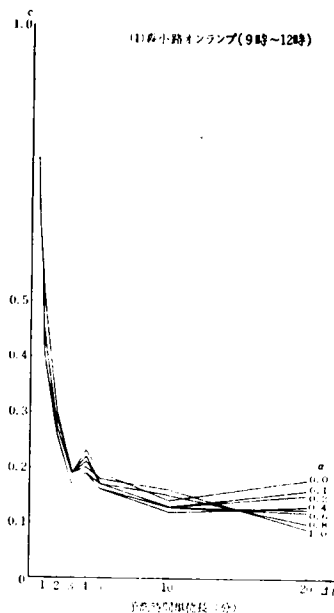


図-2.6.7 (1) 予測誤差係数

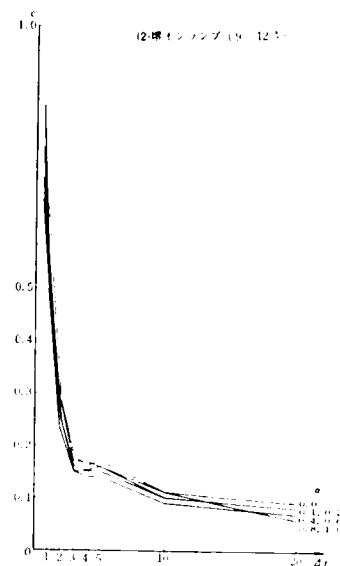


図-2.6.7 (2) 予測誤差係数

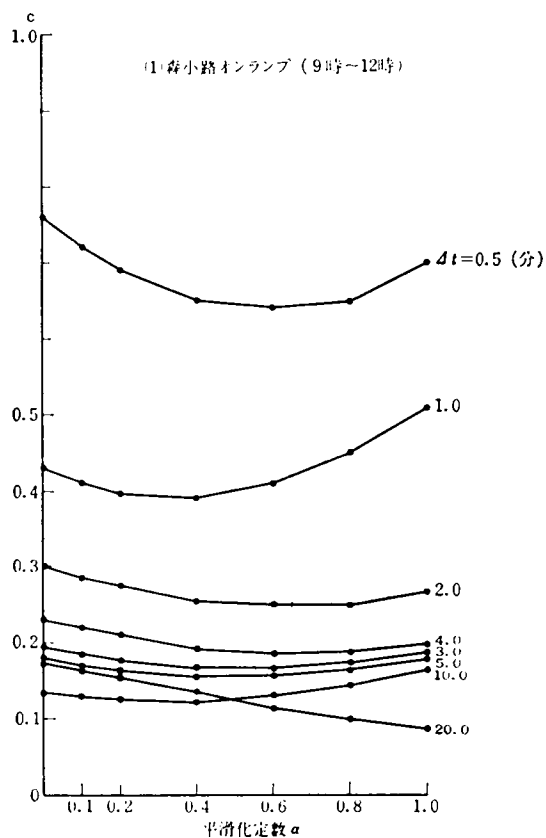


図-2.6.8(1) 予測誤差係数

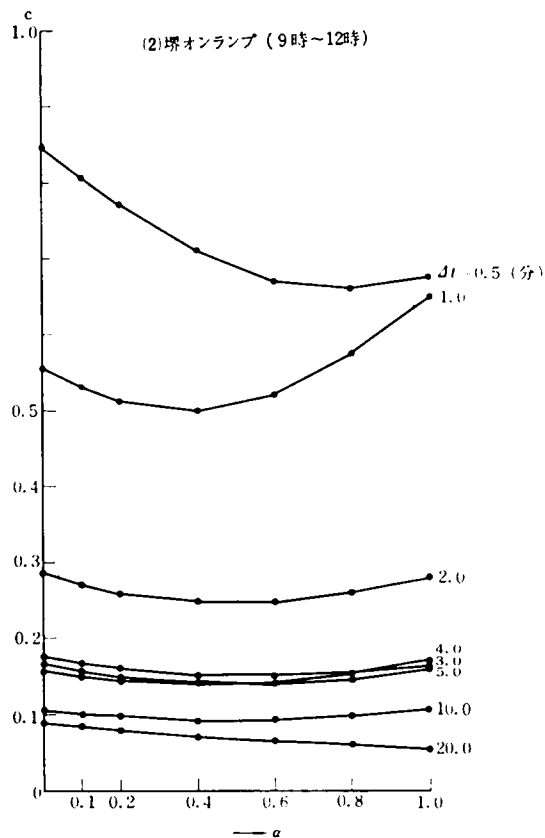


図-2.6.8(2) 予測誤差係数

(1) 森小路オンランプ

表-2.6.22 流入交通量の予測誤差係数

Δt	α	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	0.1	0.0
0.5分		0.6982	0.6525	0.6352	0.6484	0.6905	0.7209	0.7567
1.0		0.5102	0.4504	0.4078	0.3880	0.3945	0.4074	0.4261
2.0		0.2684	0.2531	0.2488	0.2561	0.2739	0.2863	0.3005
3.0		0.1868	0.1729	0.1663	0.1681	0.1779	0.1854	0.1945
4.0		0.1978	0.1867	0.1849	0.1927	0.2089	0.2197	0.2319
5.0		0.1807	0.1653	0.1571	0.1572	0.1658	0.1728	0.1814
10.0		0.1648	0.1451	0.1310	0.1244	0.1265	0.1308	0.1369
20.0		0.0870	0.0994	0.1156	0.1342	0.1544	0.1649	0.1756
0.5分		0.6717	0.6281	0.6116	0.6243	0.6645	0.6936	0.7277
1.0		0.4309	0.3879	0.3606	0.3525	0.3650	0.3784	0.3961
2.0		0.2573	0.2440	0.2412	0.2490	0.2667	0.2787	0.2924
3.0		0.2364	0.2183	0.2087	0.2086	0.2181	0.2261	0.2360
4.0		0.2035	0.1770	0.1569	0.1459	0.1460	0.1503	0.1572
5.0		0.1947	0.1819	0.1766	0.1794	0.1899	0.1977	0.2069
10.0		0.1608	0.1518	0.1497	0.1548	0.1665	0.1743	0.1834
20.0		0.0670	0.0718	0.0787	0.0872	0.0968	0.1019	0.1073

i) Δt : 予測単位時間,

ii) 上半分は午前9時から12時, 下半分は午後1時から3時の間。

(2) 堺オンランプ

Δt	α	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	0.1	0.0
0.5分		0.6771	0.6610	0.6724	0.7100	0.7698	0.8067	0.8473
1.0		0.6476	0.5739	0.5227	0.5011	0.5128	0.5303	0.5556
2.0		0.2830	0.2600	0.2479	0.2484	0.2614	0.2720	0.2851
3.0		0.1650	0.1540	0.1496	0.1522	0.1615	0.1684	0.1766
4.0		0.1710	0.1543	0.1438	0.1408	0.1458	0.1510	0.1580
5.0		0.1593	0.1472	0.1414	0.1427	0.1509	0.1573	0.1650
10.0		0.1069	0.0982	0.0933	0.0928	0.0970	0.1006	0.1051
20.0		0.0565	0.0599	0.0651	0.0718	0.0797	0.0839	0.0883
0.5分		0.6508	0.6205	0.6173	0.6416	0.6904	0.7226	0.7591
1.0		0.5980	0.5335	0.4901	0.4736	0.4869	0.5042	0.5277
2.0		0.2850	0.2747	0.2761	0.2891	0.3121	0.3269	0.3433
3.0		0.1815	0.1701	0.1659	0.1694	0.1802	0.1880	0.1970
4.0		0.2134	0.1969	0.1883	0.1888	0.1982	0.2060	0.2155
5.0		0.1449	0.1366	0.1336	0.1360	0.1437	0.1493	0.1558
10.0		0.1137	0.1070	0.1045	0.1064	0.1127	0.1172	0.1225
20.0		0.0368	0.0400	0.0498	0.0633	0.0785	0.0865	0.0947

表-2.6.23 流入交通量の予測結果の一例

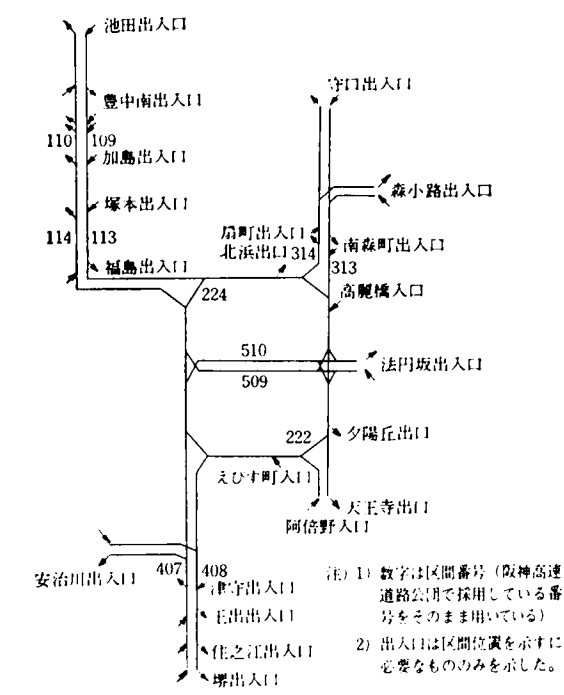
ランプ名	予測単位時間=5分				予測単位時間=10分			
	実績値 (台/5分)	予測値(台/5分)			実績値 (台/10分)	予測値(台/10分)		
		$\alpha=0.8$	$\alpha=0.4$	$\alpha=0$		$\alpha=0.8$	$\alpha=0.4$	$\alpha=0$
堺 オン ラン プ	147	147	154	160	272	296	281	266
	125	146	145	144	284	278	291	304
	142	129	138	147	242	282	277	272
	142	139	132	125	246	250	267	284
	111	142	142	142	244	245	244	242
	131	117	130	142	246	244	245	246
	112	127	119	111	236	246	245	244
	134	116	123	131	236	238	242	246
	127	130	121	112	251	236	236	236
	117	128	131	134	278	248	242	236
	139	119	123	127	211	273	262	251
	107	135	126	117	232	224	251	278
森 小 路 オ ン ラ ン プ	102	76	82	88	184	172	193	215
	82	96	85	73	141	179	170	161
	71	86	94	102	157	150	167	184
	70	73	78	82	164	154	147	141
	80	70	71	71	122	163	160	157
	77	78	74	70	165	130	147	164
	77	78	79	80	154	156	139	122
	87	77	77	77	162	156	161	165
	51	85	81	77	154	160	157	154
	71	58	73	87	137	156	159	162
	77	67	59	51	147	140	147	154
	88	76	73	71	147	145	141	137

(注) この表に示した最初の時刻は両ランプとも午前9時30分である。

(堺: 45年11月5日(木), 森小路: 同4日(水))

(2) 経路行列をもちいる5分間区間交通量の予測

流入量の前測値 \hat{U}^d (台/5分)をもちいて、区間交通量 $X = \hat{U}^d Q$ (台/5分)を算定する 対象区間は、図－2.6.9に示す昭和47年3月現在の阪神高速道路網(大阪地区)のうち、交通量検知器が設置されている区間から適当にえらんだ12の区間であって、同図にその区間番号を記入してある。



図－2.6.9 阪神高速道路網及び交通量予測対象としてとりあげた区間

さて、影響係数行列 Q の算定に必要なランプ間の最短経路行列は、図－2.6.9から作成するが、ランプ間OD確率(P_{ij})を推定するための先験確率式として、式(2.6.6)

$$p'_{ij} = \alpha u_i v_j (t_{ij})^\beta e^{-\gamma t_{ij}} (t_{ij}^0 / t_{ij})^\delta$$

を仮定する。このパラメータの決定にもちいたランプ間OD交通量は、昭和45年7月の週日8時～9時、17時～18時の各1時間帯の調査値である。この各1時間帯は流入・流出交通量も多く、したがって定常状態とみなしている。また、高速道路上の所要時間 t_{ij} は、上記OD交通量調査時点からずれるが、昭和46年12月におこなわれた走行試験による速度の平均値60Km/hとランプ間距離とから計算

によって求め、また t_{ij}^0 については都心部、郊外部の区別をしないで走行速度20Km/hを仮定して算出した。パラメータの値を表－2.6.24に示すが、ほぼ妥当な値であろうと思われる

表－2.6.24 先験確率式のパラメータ

パラメータ 時間帯	α	β	γ	δ
8時～9時	0.069	1.004	0.105	1.617
17時～18時	0.165	0.731	0.082	1.173

(注) $p'_{ij} = \alpha u_i v_j t_{ij}^\beta e^{-\gamma t_{ij}} (t_{ij}^0 / t_{ij})^\delta$
昭和45年7月ランプ間交通量調査結果による。

さて、区間交通量予測対象時間帯は、昭和47年3月28日(火)の8時～9時、17時～18時の各1時間帯である。 t_{ij}, t_{ij}^0 としては、パラメータの推定にもちいた所要時間をそのまま採用している。なお、規準化された流入・流出量 u_i, v_j については、ここでは同時間帯の実績値をもちいているが、オンライン予測においては少し過去の時間帯あるいはたとえば前日の同一時間帯等の実績値をもちいることなどについて検討しておくことも必要であろう。 u_i, v_j の安定性という点から、OD確率(P_i)の推定時間帯は長い方が望ましい。

5分間区間交通量の予測結果を図-2.6.10に示す。さきにのべたように予測流入量 \hat{U}^d としては、上記各時間帯における5分間ランプ流入量観測結果にもとづいて、直前の5分間観測流入量をもちいている。図-2.6.10に示した観測値は検知器(ループ式および超音波式)によるものである。したがって、検知誤差を含んでいるが、都市高速道路における検知の誤差は一般街路にくらべて極めて小さく、ループ式、超音波式いずれも高々3%程度であるとの現場実験報告があり、また著者らはおいこし確率によるアプローチから、おいこしに原因する二重検知(1台を2台と検知)の誤差は、1%以下であると報告している。いずれにしても、図-2.6.10の観測値は真の値とみなしてよい。表-2.6.25に17時～18時の予測結果をも一括して示す。

経路行列による予測結果はおおむねそれほど精度が悪いとはいえず、むしろ区間407を除けば、5分間予測値としては良好といえると思われる。経路行列による本予測結果から2、3の事項を指摘する。

(i) 3つの区間(109, 113, 407)を除いて、予測誤差は時間の経過によらず比較的一定である。(阪神高速道路におけるこの区間は、ピーク時渋滞の著しい区間、もしくはボトルネックのすぐ下流区間(407)である)

(ii) 区間109, 113では予測値は時間と共に過大から過小へと移る。この原因はピーク時における渋滞にあるものと推測される。ちなみに、本予測法では定常交通流を仮定しており、上流ランプからの流入量はいわば時間おくれなしに本線上の各区間に達することになっている。したがって、ピーク時前後におけるランプ流入量の急激な増加および減少がただちに区間交通量の予測値となるのに対し、実際には本線上に生じた渋滞のために観測交通量はその容量に従う大きさとなっているわけである。この状況を模式的に図-2.6.11に示す。

(iii) 区間407では予測値が極めて過大で、最大誤差は100%ちかい。しかし、予測誤差は時間と共に減少しており、(ii)にのべた傾向が推測される。これもやはり、渋滞が主要原因であると考えられる。なお、図-2.6.10には示してはいないが、この区間では17時～18時の間において予測値はやはり過大でかつ誤差は逆に増大の傾向にある。原因はやはり渋滞にあると考えられるが、渋滞発生後における容量低下が著しいことが推測される。(表-2.6.25)

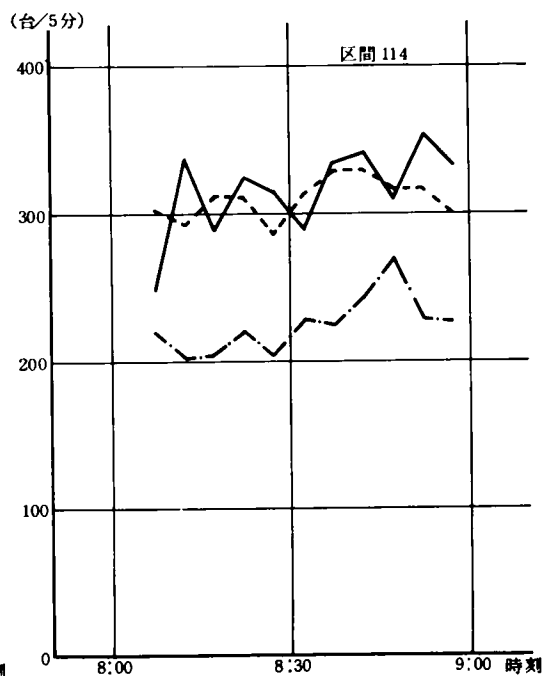
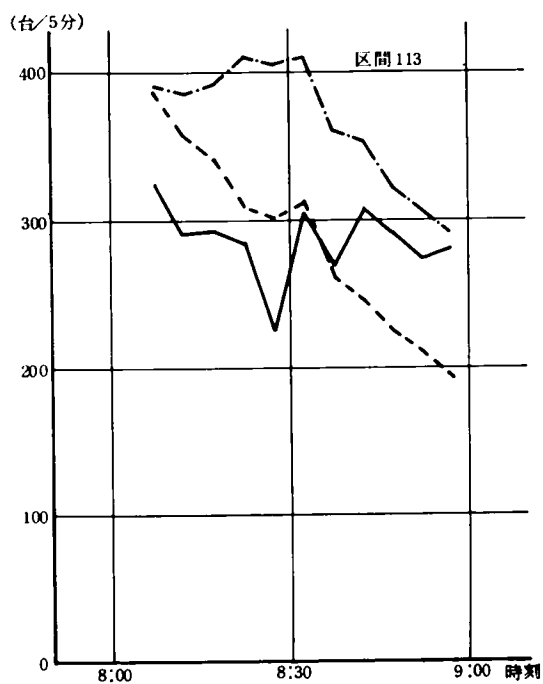
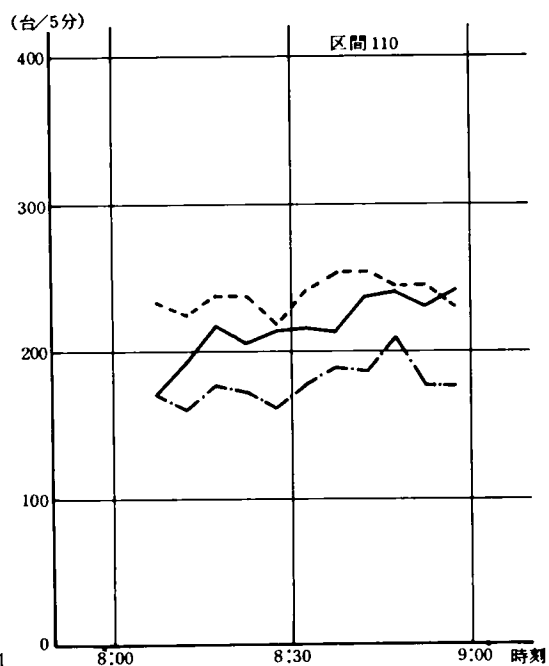
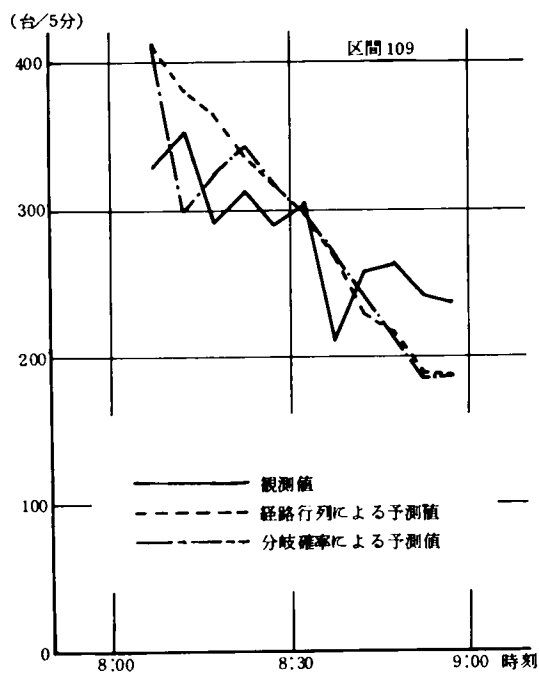
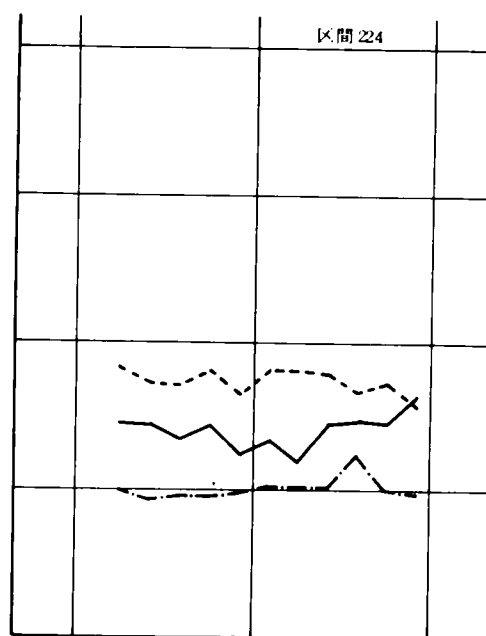
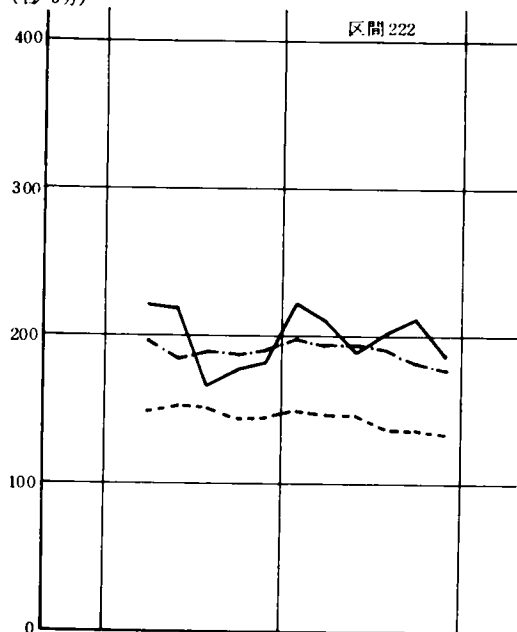


図- 2.6.10(1) 5 分間の区間交通量予測結果

(台/5分)



(台/5分)

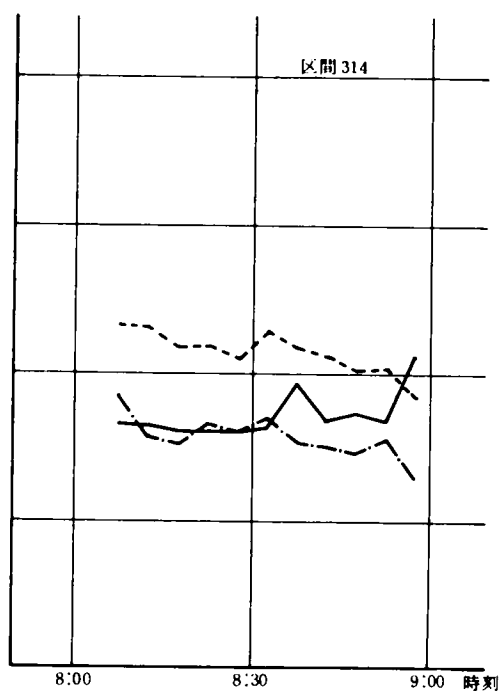
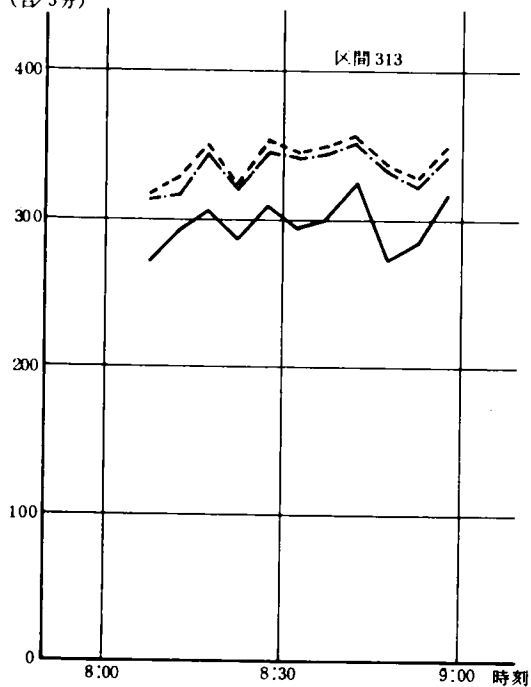


図-2.610(2) 5分間の区間交通量予測結果

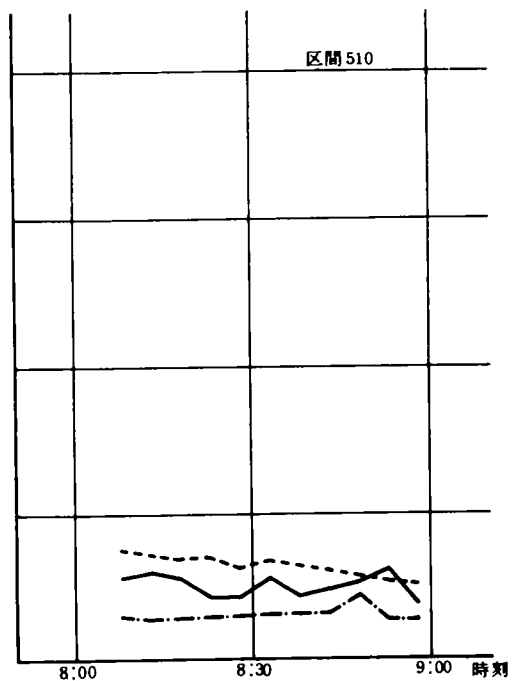
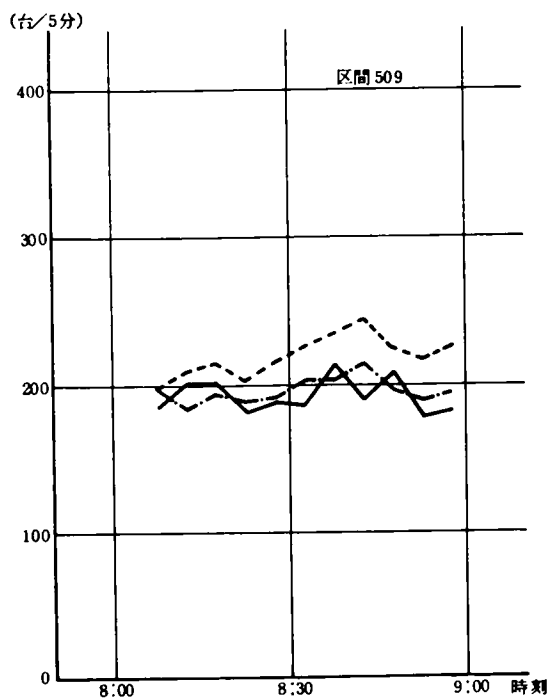
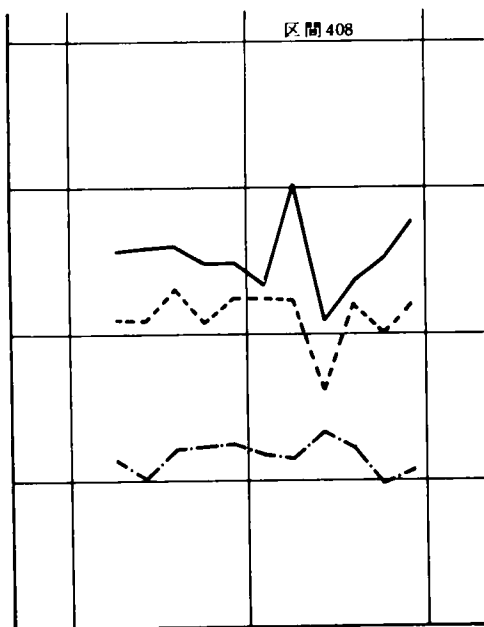
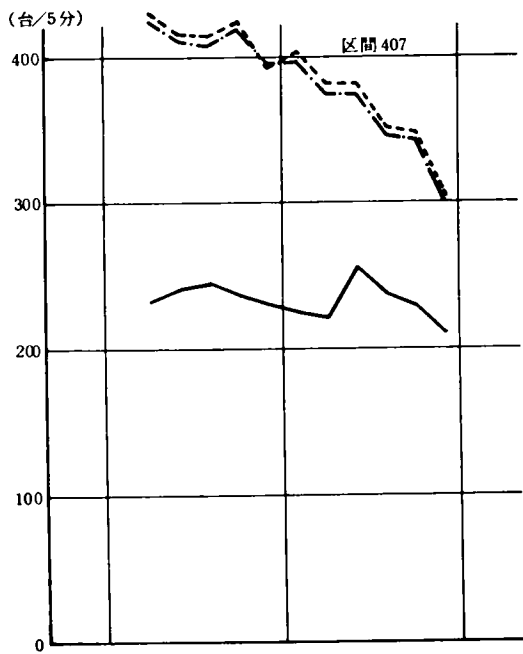


図-2.6.10(3) 5分間の区間交通量予測結果

以上により、定常交通流を仮定する本予測法によって、短時間の区間交通量が全般的にみてむしろ良好といってもよい程度に予測されうること示した。各区間もしくはボトルネックの容量が与えられたならば、かなりの確実さで自然渋滞の発生を予測することが可能であると考えてよいであろう。

表－2.6.25 5分間区間交通量の予測結果

(単位：台／5分)

区 間	午前8時～9時			午後5時～6時			区 間	午前8時～9時			午後5時～6時		
	観測値	予測値	誤 差	観測値	予測値	誤 差		観測値	予測値	誤 差	観測値	予測値	誤 差
109	331	415	-84	257	298	-41	114	379	292	87	378	343	35
	357	381	-24	308	280	28		246	302	-56	345	370	-25
	292	367	-75	313	246	67		333	292	41	375	389	-14
	316	337	-21	286	267	19		288	311	-23	397	331	66
	290	320	-30	268	253	15		322	309	13	354	368	-14
	306	302	4	285	282	3		313	283	30	378	333	45
	210	270	-60	243	270	-27		287	313	-26	358	358	0
	257	231	26	289	286	3		335	329	6	382	346	36
	264	217	47	232	243	-11		340	330	10	406	365	41
	244	190	54	254	262	-8		307	311	-4	377	356	21
110	239	190	49	263	260	3	222	351	315	36	444	352	92
	169	231	-62	213	275	-62		331	299	32	385	371	14
	191	223	-32	269	289	-20		220	149	71	245	182	63
	217	238	-21	263	246	17		217	152	65	273	184	89
	205	237	-32	267	273	-6		162	150	12	292	161	131
	212	216	-4	218	247	-29		174	142	32	291	175	116
	215	240	-25	264	267	-3		181	144	37	259	161	98
	214	253	-39	237	258	-21		221	150	71	283	171	112
	236	253	-17	242	272	-30		206	146	60	272	162	110
	239	240	-1	298	265	33		187	146	41	322	170	152
113	231	242	-11	259	262	-3	313	201	139	62	265	171	94
	241	229	12	268	276	-8		212	136	76	272	164	108
	424	482	-58	396	406	-10		185	132	53	261	166	95
	389	456	-67	380	402	-22		270	317	-47	259	269	-10
	393	440	-47	371	352	19		293	329	-36	276	318	-42
	382	408	-26	377	385	-8		305	349	-44	239	264	-25
	326	402	-76	388	355	33		285	323	-38	241	290	-49
	404	410	-6	372	362	10		307	351	-44	205	239	-34
	369	358	11	368	357	11		293	345	-52	232	266	-34
	408	343	65	380	366	14		301	348	-47	237	279	-42
	390	323	67	383	334	49		324	355	-31	253	270	-17
	372	307	65	370	333	37		271	336	-65	218	283	-65

区 間	午前8時～9時			午後5時～6時			区 間	午前8時～9時			午後5時～6時		
	観測値	予測値	誤 差	観測値	予測値	誤 差		観測値	予測値	誤 差	観測値	予測値	誤 差
314	284	327	-43	207	261	-54	509	182	197	-15	180	216	-36
	316	347	-31	231	258	-27		203	206	- 3	237	227	10
	165	235	-70	240	265	-25		200	212	-12	178	212	-34
	164	230	-66	213	267	-54		180	201	-21	158	217	-59
	158	218	-60	200	240	-40		189	214	-25	188	206	-18
	159	219	-60	199	257	-67		185	224	-39	159	229	-70
	156	208	-52	242	247	- 5		212	232	-20	182	196	-14
	161	226	-65	233	248	-15		188	241	-53	174	210	-36
	191	218	-27	204	250	-46		205	222	-17	192	222	-30
	167	211	-44	220	253	-33		177	217	-40	179	211	-32
407	172	199	-27	219	249	-30	510	182	225	-43	178	219	-41
	165	202	-37	215	244	-29		55	77	-22	46	75	-29
	209	182	27	223	249	-26		60	74	-14	39	76	-37
	232	431	-199	362	355	7		54	71	-17	46	66	-20
	241	415	-174	356	358	- 2		44	71	-27	55	72	-17
	245	413	-168	393	344	49		42	64	-22	32	66	-34
	236	425	-189	307	331	-24		55	66	-11	41	64	-23
	229	389	-160	242	325	-83		42	63	-21	46	73	-27
	225	402	-177	207	288	-81		45	61	-16	48	69	-21
	221	380	-159	231	347	-116		53	57	- 4	54	67	-13
408	253	380	-127	237	310	-73	224	61	53	8	37	65	-28
	237	350	-113	195	312	-117		36	49	-13	28	71	-43
	227	346	-119	202	291	-89		144	181	-37	205	172	33
	209	305	-96	202	316	-114		143	173	-30	199	176	23
	255	208	47	258	208	50		131	172	-41	178	156	22
	258	208	50	265	220	45		143	178	-35	204	169	35
	260	230	30	314	214	100		122	164	-42	195	161	34
	246	206	40	311	265	46		132	180	-48	200	157	43
	249	223	26	326	223	103		167	180	-13	195	164	31
	233	223	10	348	259	89		142	178	-36	188	160	28
	301	222	79	322	238	84	145	166	-21	188	161	27	
	208	160	48	350	231	119	143	171	-28	187	161	26	
	233	220	13	347	253	94	161	154	7	186	170	16	
	251	200	51	298	231	67	(注) 誤差＝観測値－予測値						
	278	221	57	313	233	80							

(3) 分岐確率をもちいる5分間区間交通量の予測

予測は8時～9時の1時間についてだけ行なった。結果は図-2.6.10に示されている。逆行列計算の必要上、区間は適宜統合し、あるいは、本推定対象の12区間に関係のない区間は適宜省略した。

分岐率の算定には、区間およびランプにおける1時間交通量の観測値および推定値をもちいている。

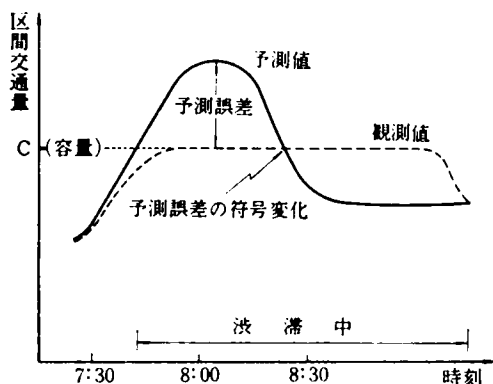


図-2.6.11 ピーク渋滞時の区間交通量の予測値と観測値

交通量を対象道路網に流して分岐確率を計算し、これをもちいての予測は行なっていない。分岐確率をもちいる予測には、すでにのべたような制御の実施にともなう区間のOD構成の変化に追随することが困難であるという本質的な問題点のほかにも、逆行列計算の問題および上述したように観測および推定による区間交通量をもとにした分岐率算定の実際上の困難さなど、種々の問題点がある。本項では、分岐確率をもちいた5分間予測の結果を、参考程度にしたものである。

2-6-5 区間交通量の予測誤差に関する検討

何らかの方法で区間交通量の予測値を修正しその誤差を小さくすることができるならば、自然渋滞の発生の予測精度をさらに高めうることになる。本項では、経路行列をもちいたさきの予測結果に対して、オンライン予測という条件を考慮したもっとも簡便な修正について若干の検討を行う。

区間交通量の予測誤差は、種々の原因による誤差が累積したものであって、これらの原因としてつぎのものがあげられよう。

- (i) 影響係数行列の推定誤差
- (ii) 到着時間おくれを無視することによる誤差
- (iii) ランプ流入量の予測誤差にもとづく誤差

(i)には2つの原因による誤差すなわちランプ間OD確率の推定誤差と経路行列の誤差が含まれる。経路行列による誤差とは、同一のOD間に2つ以上の経路が存在する場合にこれをただ1つの経路とすることによるもので、たとえば図-2.6.9では環状線を東西に結ぶ路線があるためにこのことがおこる。(ii), (iii)については説明するまでもない。

さて、このような種々の原因による誤差は、まずそれぞれの原因ごとの誤差を修正することが重要であるが、本項ではこれらの累積誤差である区間交通量の予測誤差を一括して処理することについて

考察する。自然渋滞の発生を予測することだけを目的とする限り、このような処理によって誤差の特性を明らかにすることができれば十分であろう。

誤差の処理はできるだけ簡便におこなうことを前提として、以下では極めて単純な2つの方法を比較検討する。

(1) 直前の予測誤差をもってつぎの予測誤差とする方法

時刻 t と $t + \Delta t$ (ここでは $\Delta t = 5$ 分) の間の予測値、予測誤差および観測値をそれぞれ $X(t)$, $\epsilon(t)$ および $Y(t)$ とすれば

$$\epsilon(t) = Y(t) - X(t)$$

この $\epsilon(t)$ が前項で求めた予測誤差である。 $\epsilon(t - \Delta t)$ をもってつぎの Δt 分間の誤差とすれば、これによって修正した区間交通量の予測値 $X'(t)$ は

$$X'(t) = X(t) + \epsilon(t - \Delta t)$$

この修正予測値の誤差を $\epsilon'(t)$ とすれば

$$\begin{aligned}\epsilon'(t) &= Y(t) - X'(t) \\ &= \epsilon(t) - \epsilon(t - \Delta t)\end{aligned}$$

$\epsilon'(t)$ の値を表-2.6.26に示す。ただし、渋滞のためにとくに誤差が大きい区間 109, 113, 407 について検討することは意味がないので除く。他の区間も渋滞の影響をうけていると考えられるが、これについては無視し、定常交通流であるとみなす。誤差の処理を検討するにはこれで十分であると思われる。

さて、流入制御の観点からは、誤差の絶対値の大きさとその出現頻度とが重要である。予測値の修正前後における絶対値の比較的大きい誤差の出現頻度を示したのが表-2.6.27である。表-2.6.27には、絶対値が50以上(50という数字に特に意味があるわけではなく、比較的大きいという意味である)の誤差の頻度を示してある。全体の頻度に関する限り大幅に減少しているが、区間114だけは増加しており、また区間110においては修正前後において頻度の変化がない。図-2.6.10に示したように、区間110, 114は他の区間に比べて、しかも区間交通量の値が大きいわりには、予測精度は極めて良好である。このように予測精度の高い区間に対しては本来予測値を修正することは不必要なのである。この場合の問題としては良好な予測であるか否かを判別することであるが、これは常時、予測値と観測値とを吟味することによって可能であろう。

なお、修正値 $X'(t)$ とその誤差 $\epsilon'(t)$ とをもちいて、さらにつぎの修正値

$$X''(t) = X'(t) + \epsilon'(t - \Delta t)$$

を考えると、この誤差 $\epsilon''(t)$ は

$$\epsilon''(t) = \epsilon(t) - 2\epsilon(t - \Delta t) + \epsilon(t - 2\Delta t)$$

となり、明らかに $\epsilon''(t)$ の分散は大きくなり、予測の改善はえられない。

(2) 直前の2つの予測誤差の単純平均値をつぎの予測誤差とする方法、
修正予測値 $X'(t)$ は

$$X'(t) = X(t) + \frac{1}{2} \{ \epsilon(t - \Delta t) + \epsilon(t - 2\Delta t) \}$$

この誤差 $\epsilon'(t)$ は

$$\epsilon'(t) = \epsilon(t) - \frac{1}{2} \{ \epsilon(t - \Delta t) + \epsilon(t - 2\Delta t) \}$$

表-2.6.28 にこの $\epsilon'(t)$ の値を示す。修正(1)にくべると全般に誤差の絶対値は小さくなっている。絶対値が50以上の誤差は10個あり、これを(1)と同じデータ数に換算すれば12である。区間114についても改善されており修正法としては(1)より非常に良好である。したがって、修正法としては(2)が推奨される。

以上、区間交通量の予測値をオンラインで修正することにより、流入制御の実施をよりたしからしいものにしうることをたしかめることができた。予測値の修正法として、上述の他にも移動平均や最小自乗法的な修正が考えられるし、また、長期にわたる誤差の検討によって、特定の時間帯および区間について予測誤差がほぼ一定であることがわかれば、その誤差のもっともたしからしい値を推定しておき、その時間帯を通じてこの推定誤差をもって予測値を修正することなども考えられるであろう。

本項では修正計算のために計算機にかかる負担をできるだけ小さくするような極めて単純な修正について検討したが、この程度の修正によっても予測は大幅に改善されうるわけである。

表-2.6.26 修正(1)による修正後の予測誤差

(台/5分)

時間帯	区間番号	110	114	222	313	314	408	509	510	224
8時5分～9時		-15	-34	33	-7	-10	3	36	17	15
		30	97	-5	11	4	4	12	9	7
		11	-64	-53	-8	6	-20	-9	-3	-11
		-11	35	20	6	0	9	-9	-9	5
		29	18	5	-6	8	-13	-4	5	-7
		-21	-57	35	-8	-13	-17	-14	10	-6
		-14	32	-11	5	38	69	19	-9	36
		22	4	-19	16	-17	-31	-32	5	-23
		16	-14	21	-34	17	-35	36	12	15
		-10	40	14	22	-11	38	-24	11	-7
17時5分～18時		23	-4	-23	11	64	6	-2	-21	34
		-52	-5	-34	16	-4	22	-9	-12	-12
		43	12	26	-31	-29	-6	46	-7	-10
		37	80	41	16	14	55	-44	17	-1
		-23	-80	-15	-23	-27	-54	-25	3	13
		-23	59	-18	14	62	56	41	-17	-1
		26	-44	14	0	-10	-14	-52	11	9
		-17	36	-2	-8	-31	-5	56	-4	-12
		-9	5	43	25	13	36	-22	6	-2
		62	-20	-58	-47	4	-25	6	8	-1
		-36	71	14	10	0	-26	-1	-15	-1
		-5	-77	-13	28	4	13	-9	-15	-11

注) 区間 109, 113, 407 は渋滞のため除いてある。

表-2.6.27 修正(1)による修正前後における絶対値50(台/5分)以上の誤差の頻度

時間帯	区間番号	110	114	222	313	314	408	509	510	224	計
8時5分～9時	修正前	1	1	7	2	6	4	1	0	0	22
	修正後	0	3	1	0	1	1	0	0	0	6
17時5分～18時	修正前	1	2	11	2	2	9	2	0	0	29
	修正後	2	5	1	0	1	3	2	0	0	14
計	修正前	2	3	18	4	8	13	3	0	0	51
	修正後	2	8	2	0	2	4	2	0	0	20

表-2.6.28 修正(2)による修正後の予測誤差

(台/5分)

時間帯	区間番号	110	114	222	313	314	408	509	510	224
8時10分～9時		26	-15	-56	-2	8	-19	-3	1	-7
		-5	4	-7	2	3	0	-13	-11	1
		23	35	15	-3	8	-9	-8	0	-4
		-7	-48	36	-11	-9	-23	-16	14	-9
		-24	4	6	1	32	61	12	-4	32
		15	20	-25	19	2	3	-23	0	-5
		27	-12	11	-26	9	-51	20	15	4
		-2	33	24	5	-1	20	-5	18	1
		18	16	-16	23	59	25	-14	-15	32
17時10分～18時		58	86	55	1	0	52	-21	13	-6
		-4	-40	6	-15	-20	-27	-47	12	12
		-35	19	-26	3	49	30	29	-15	5
		15	-16	5	8	21	14	-31	3	8
		-5	13	5	-8	-36	-12	30	1	-8
		-18	23	41	21	-2	32	6	4	-9
		59	-18	-37	-35	10	-8	-5	11	-3
		-18	61	-15	-13	3	-40	1	-11	-2
		-2	-43	-6	33	4	-1	-10	-22	-11

2-7 制御方式の適用

2-7-1 時間帯と制御方式

L P 制御、逐次ランプ閉鎖制御はこれまでにのべてきたことから明らかなように、基本的にはそれぞれ定常状態、非定常状態の交通流に対して適用される制御方式である。現実の交通流に関して定常状態、非定常状態を区別することは困難であるので、経験的な判断にもとづいて、朝夕のピーク時の各2時間帯程度、その間の昼間の時間帯の交通流をそれぞれ定常、非定常とよんできた。ピーク時間帯は季節により若干の差があるであろうが、これを7時～9時、17時～19時と考えておけばよいであろう。したがって、原則として9時から17時の間に対してL P 制御、7時～9時および17時～19時に対して逐次ランプ閉鎖制御を適用するわけである。19時以後翌日の7時までは通常利用交通量が少ないので、自然渋滞に対する制御の要請は小さく、事故渋滞の制御が重要である。ただ、全般的に利用交通量が増加すれば、19時～0時、0時～7時といった2つの時間帯に分割して原則としてL P 制御を適用するものと考えておけばよい。

なお、ピーク時間帯においても、L P 制御を適用することの可能性については、今後に残された課題であると思われる。

2-7-2 渋滞発生時点における制御方式の切換え

平常時には、予測制御と並行して常時交通流の監視をおこない、予測ならびに制御の結果をチェックしている。しかしながら、事故等によって引き起こされる渋滞はいうまでもなく、自然渋滞であっても必ずしもすべて予測されうとは限らない。このような予測できない渋滞の発生に対しては、事後的に制御をおこなわざるをえない。ここでは、L P 制御方式と逐次ランプ閉鎖制御方式とを渋滞レベルによって区別して適用する基本方針について考察する。

渋滞回復に対する即応性の点では逐次ランプ閉鎖方式がすぐれているので、事故発生時は勿論朝夕のピーク時間帯における事後的制御には逐次ランプ閉鎖方式を適用する。前項でのべたように、ピーク時間帯については逐次ランプ閉鎖方式がもちいられるのでとくに問題はない。したがって、主たる問題は、L P 制御方式が適用されている昼間の時間帯における事後的制御のために、いかなる渋滞レベルで逐次ランプ閉鎖方式に切りかえるかである。

第3章においてのべるが、交通状態を表わす指標として時間オキュパンシーはもっとも有効であって、時間オキュパンシー20%は渋滞領域の入り口の点であり、制御上の最初の要注意レベルであると考えられる。オキュパンシーが30%をこえると極めて不安定な交通状態となり、その即時解消が要求される状態であるとみてよい。

このことからして、事後的制御におけるL P 制御方式から逐次ランプ閉鎖方式への切り換えレベル

は、オキュパンシー 25 ～ 30 % であろう。この範囲内でどのレベルを採用するかは、各区間の道路構造、車種構成等に応じて定める必要がある。

以上によって、事後的制御の場合の L P 制御の切りかえの方針は、時間オキュパンシーが 25 % まではそのまま L P 制御を適用して交通状態の推移を監視し、もし 25 % をこえたならば、渋滞区間に応じて適宜逐次ランプ閉鎖制御にふみきることとする。渋滞解消後の L P 制御方式への再切りかえは、オキュパンシー 20 % のレベルとすべきであろう。

なおこの場合、L P 制御継続中であっても、渋滞原因が本線上の事故であることが判明したならば、急激な交通状態の悪化を防ぐために、ただちに逐次ランプ閉鎖制御方式に切りかえる必要がある。

2-7-3 L P 制御と逐次ランプ閉鎖制御の連けいの適用

これについては、すでに制御方式の評価に関するシミュレーションでも、実験的にくみ合せ試用を試みている。たとえば、比較的長い（10 分～30 分など）時間についていわばマクロ的に L P 制御を適用しつつ、渋滞発生時に補足的に逐次ランプ閉鎖制御をおこなうなどの方法が可能であると思われる。

2-8 結 語

本章では、区間交通量をランプからの流入交通量によって記述するモデルをつくり、これをもとにして自然渋滞を予防するためのランプ制御方式とその評価をおこなった。さらに、制御方式の実用性を検討するためにランプ間 O D 交通量の推定ならびに区間交通量の予測を行なった。

まず、区間交通量の記述モデルとしては定常状態、非定常状態の交通流について考察を加えた。定常交通流に対しては、分岐確率をもちいる表示法と経路行列をもちいる表示法とを提案している。分岐確率による方法では、道路の区間から区間および流出ランプへ交通量が分流する割合を分岐確率として、吸収マルコフ連鎖の理論が応用されている。経路行列をもちいる方法では、流入出ランプ間の最短経路行列とランプ間 O D 分布とによって影響係数行列を作成し、これを基礎として区間交通量を簡潔に表現している。非定常交通流に対しては、流入ランプから本線上の各区間への所要時間を取り入れて同様の表現を行なったものである。

つぎに、ランプ制御方式として、L P 制御方式、一様制御方式、比例制御方式および逐次ランプ閉鎖制御方式を提案した。L P、一様、比例の各制御方式は原則として定常交通流に対する制御方式、逐次ランプ閉鎖方式は非定常交通流を対象とする制御方式である。定常交通流制御方式のうち、制御基準（総流入台数、総台・Km）からみて L P 制御がもっともすぐれており、ついで比例制御が有効であるが、一様制御、比例制御は制御の即応性という点でも L P 制御に劣る。逐次ランプ閉鎖制御は非

定常交通流を対象とするので、原理的に上記のような制御基準の設定は困難であり、原則として朝夕のピーク時間帯等に適用することによって制御の確実性、即応性を発揮することを目的とするものである。なお、制御方式の前提としての区間交通量の記述は経路行列をもちいる表示であって、分岐確率による記述モデルは分岐確率の変化に追従することができないのでもちいることは困難である。

制御方式の評価は、L P 制御、一様制御および逐次ランプ閉鎖制御について、シミュレーションによって行なっている。総流入台数の点に関して、このシミュレーション結果からは顕著な差がみられないが、渋滞の回復の早さすなわち即応性には著しいちがいがある。即応性の大きいものから、逐次ランプ閉鎖制御、L P 制御、一様制御となっており、逐次とL P とのちがいはそれほど大きくないが、一様制御は極めて劣り、渋滞回復能力の点で実用困難である。

ランプ間O D 交通量の予測は、阪神高速道路を対象として、その経年的なネットワークの拡大を追って、2つの場合についておこなった。すなわち、都心部の環状線だけから成るネットワークと、これに大阪池田線が加わったネットワークとについてであり、いずれも極めて良好な推定結果である。なお、先験確率式の検討の結果は、平面街路上のランプ間所要時分を考慮する式を仮定することが、よりよい推定を与えることを示している。

区間交通量の予測は、5 分間単位で行なっている。まず、ランプからの5 分間流入量予測値としては、直前の5 分間実績値を採用すれば十分であることが示され、ついでこれをもちいた区間交通量の推定もほぼ良好な結果であった。この予測誤差を小さくして、よりよい推定を得るための簡便な方法を検討している。これによって、極めて良好といってよい推定がえられることになった。

今後に残された問題をつぎに列挙しておく。

- 1) 制御の基準
- 2) L P 制御と逐次ランプ閉鎖制御の相互補完的な適用
- 3) 平面街路との接続部における制御方法
- 4) 道路構造、車種構成とオキュパンス
- 5) 降雨時等における交通容量
- 6) L P 制御にともなう計算の簡便化
- 7) 区間交通量予測の前提となるランプ間O D 分布の時間帯別ならびに週日別検討
- 8) 交通制御による排気ガス汚染の制御

参 考 文 献

- 1) 佐佐木綱：高速道路の交通管制理念，高速道路と自動車，Vol.XV，№5，昭和44年
- 2) T.Sasaki：Probabilistic Method for Trip Distribution，Papaper Presented for the 4th International Symposium on the Theory of Traffic Flow and Transportation, July, 1968
- 3) 高速道路調査会：阪神高速道路の交通管制に関する研究報告書，昭和44年3月
- 4) 明神証，井上矩之：交通計測法に関するシミュレーションによる一考察，第10回日本道路会議一般論文集，昭和46年11月
- 5) 高速道路調査会交通工学研究部会交通流監視制御研究班：高速道路の交通流監視制御装置に関する研究報告書，昭和44年3月
- 6) 佐佐木綱，明神証：都市高速道路網における流入車制御理論，交通工学，Vol.3，№3，1968年5月
- 7) 佐佐木綱：吸収マルコフ過程による交通量配分理論，土木学会論文集，№121，昭和40年9月
- 8) 高速道路調査会：阪神高速道路の機能と採算性に関する研究，昭和43年3月
- 9) T. Sasaki, S. Myojin：Theory of Inflow Control on an Urban Expressway System，Trans. of J S C E，№160，1968年12月
- 10) 佐佐木綱：交通流理論，技術書院，昭和45年3月
- 11) 佐佐木綱：阪神高速道路における均一料金圏の決定，高速道路と自動車，Vol.XI，№2，昭和43年2月
- 12) 山田裕之：都市高速道路の最適規模と料金水準，高速道路と自動車，Vol. 11，№9，昭和43年9月
- 13) 佐佐木綱：トリップのOD分布を求める確率論的方法，交通工学，Vol.2，№6，昭和42年11月
- 14) 佐佐木綱，飯田恭敬：ランプにおける流入・流出量からランプ間交通量を推定する方法，道路，昭和43年10月
- 15) 阪神高速道路公団：第7回阪神高速道路起終点交通調査，昭和43年2月
- 16) 近畿地方建設局：阪神地区街路走行速度調査報告書，昭和42年8月
- 17) 佐佐木綱，明神証：都市および都市間高速道路のOD交通量の推定について——各種先験確率式の検討，交通工学，Vol.5，№1，昭和45年1月
- 18) 米谷栄二，明神証：都市高速道路における短時間交通量の予測，交通工学，Vol.8，№5，昭和48年9月
- 19) 米谷栄二，明神証：ランプからの流入交通量予測について，土木学会第26回年次学術講演会講演概要集，第4部，昭和46年10月

- 20) 阪神高速道路公団：阪神高速道路入路の交通流状況調査報告書，昭和46年1月
- 21) 首都高速道路協会：交通管制用システムの性能実験報告書，昭和45年3月
- 22) 米谷 栄二，明神証：交通量計測の一誤差について，土木学会関西支部昭和46年度講演概要，昭和46年5月

第3章 緊急時における交通管制

3-1 概 説

予知できない原因によって発生する渋滞に対して、その拡大を防止しあるいはできるだけ早くその解消を図り、円滑な交通流を回復することを目的として実施する交通管制上の措置をここでは緊急時における交通管制とよぶ。予知できない原因としては、交通事故、故障車の発生、気象条件の急変、沿道火災さらには道路の欠陥などがある。事故等障害物の処理・除去に関する一連の処置も、渋滞の早期回復に重要な役割を果たすのであるが、これらは管制上の措置には含めないものとする。

緊急時の交通管制は、このように渋滞発生後に適用されるという意味で、事後的な管制であるといえることができる。一般に、交通量の多い都市高速道路上では、交通事故等によってひきおこされる渋滞の拡大は極めて急速である。したがって、これに対する交通管制は、このような急速な交通状態の悪化をできるだけすみやかに停止・回復させる機能をもつことがもっとも重要である。このような管制の効果は、たんに渋滞の早期解消だけでなく、渋滞にともなう交通事故の危険を防ぐことも含んでいる。

渋滞の早期解消のためには、事後的な管制手法だけでなく、事故渋滞の早期発見が重要であることはいうまでもない。このことに関連して、交通情報収集のための端末機器の配置が大きな役割をになっている。費用の制約を度外視すれば、ほとんど高速道路全体にわたってすきまないほどに情報収集の端末機器を配置し、これに応ずる情報処理システムを構成することによって、渋滞発生を即座に発見できであろう。実際問題としては、ある現実的な条件のもとで端末機器の配置を行わなければならないわけであって、この面の研究が重要となる。端末機器としては、いわゆる検知器の他に非常電話、テレビジョンのモニターカメラなどがあり、いずれも情報収集、交通流監視に重要な役割を果たす。このうちとくに、機械的な収集手段である検知器の配置問題は、交通流の各種特性との関連が深く、交通工学的にも興味ある問題である。なお、このような検知器配置の研究に関連して、道路区間内における交通流の諸特性に関する知識が重要である。わが国におけるこの面の実証的研究としては片倉ら^{1),2)}による研究、井上ら³⁾による研究がある。

さて本章では、緊急時における管制手法を中心とするが、次節においてはまず、都市高速道路における渋滞発生状況を原因別にのべている。資料は阪神高速道路における実績値である。自然渋滞に対する制御すなわち平常時の流入制御が実施されていない段階での実績であるので、年間渋滞発生件数の55%が自然渋滞となっている。残り45%が事故、および故障車によって直接・間接（反対側車線上）に引きおこされる渋滞および流出ランプの容量不足による渋滞である。渋滞発生頻度からみても、緊急時の管制は平常時とほぼ同様の重要性をもっていることがわかる。

第3節は、交通流監視手段の概説、交通情報とその制御水準に関する考察を含む。制御水準に関しては、オキュパンシーの観測結果をもとにして、都市高速道路においては、オキュパンシー20%が制御上の1つの要注意水準であり、同30%は緊急制御の水準であることをのべている。また、このような機械的な情報検知に際する誤差について2、3の吟味を行なっている。

第4節は、緊急時における管制手法の研究であって、本章の中心である。

緊急時における管制の特徴は、流入制御に加えて迂回指示および流出指示を実施することにある。まず、迂回指示に関する考察では密な高速道路網において網上の区間が事故によって閉塞された場合に、迂回ルートの存在することを前提として、当該区間を迂回する経路に交通を誘導するために必要な迂回ルートの探索問題を取り扱っている。都市高速道路網が成長した段階では、事故発生時等における迂回ルートの重要性は大きいものがある。また、事故等は任意の区間で発生する可能性があるわけで、これらすべての区間に対して予め迂回ルートを想定しておくことは、現実問題としては困難であるので、区間に応じて臨機にこれを決定する手法を作成しておくことは有意義である。

緊急時における流入制御の中心手法は逐次ランプ閉鎖方式であり、この手法はすでに第2章においてのべられている。本節では、緊急時におけるこの制御方式の適用上の諸問題を考察している。流出指示については、その適用原則に関する考察にもとづいて、完全閉塞時において流出指示（強制的流出）、部分閉塞による渋滞時には流出推奨（強制ではない）をそれぞれ適用することを原則としている。

第5節は、緊急時における管制上の問題点の指摘と考察を含んでいる。これらは、逐次ランプ閉鎖制御に際する許容流入量の決定、制御実施にともなう交通パターンの変化、流出指示および推奨の具体的手法、迂回指示にともなう交通パターンの変化、料金制度との関連およびその他の問題である。その他の問題としては、各種規制・情報の表示標識、気象条件の変化に対する制御の問題点、交通制御による排気ガス量の制御などである。

3-2 都市高速道路における渋滞等の発生状況

3-2-1 事故発生件数

阪神高速道路における事故件数の経年変化を示したものが図3・2・1⁴⁾である。これによると、通行台数の伸びに比例的に増加していることがわかる。昭和46年度中における交通事故件数は2,578件（大阪地区1,721件、神戸地区857件）で、1日平均約7件、同じく車両故障件数は極めて多く21,255件、1日平均約58件の多きに達している。なお、図3・2・1にみるように、昭和46年度における大阪地区・神戸地区合計の通行台数は10,782万台、1日平均約30万台であって、うち神戸地区が30%弱を占めている。図3・2・1から概略ではあるが、通行台数当りの事故件数は

神戸地区の方が幾分大きいようである。

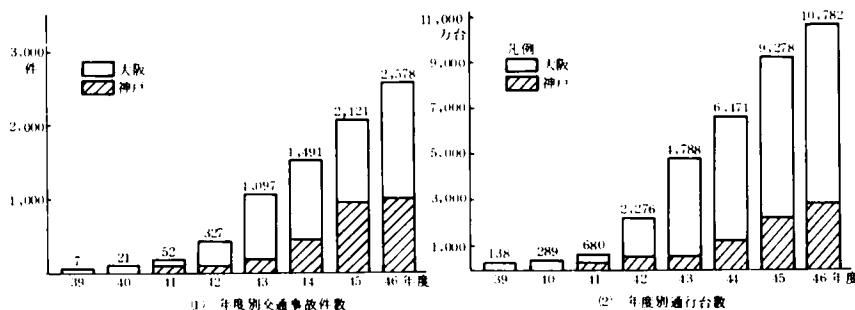


図3・2・1 阪神高速道路における事故件数の推移⁴⁾

3-2-2 渋滞原因と件数

図-3・2・2 から、流入過剰に原因する自然渋滞が圧倒的に多いことがみられるが、事故渋滞も経年増加の一途をたどっていることが注目される。図3・2・1に示したとりの事故件数の増加が事故渋滞の増加につながることは当然であろう。

昭和46年度における渋滞回数は1,718回(大阪地区1,567, 神戸地区151), 1日平均4.7回である。上述のように、原因別ではもっとも多いのが自然渋滞943回(約55%), 事故渋滞364回(21%), 故障車による渋滞104回(6%)となっているが、その他原因として流出ランプでの渋滞、事故発生時対向車線の渋滞が307件(18%)と多い。緊急時制御に際しては、事故発生の際該方向の路線だけでなく、対向車線上にも渋滞が発生することがあるので、この方向に対する制御も必要となるわけである。なおつけ加えるならば、事故発生地点付近における当該方向、対向方向の速度は、事故の形態等に左右されることが多いと考えられるので、緊急時制御として流入制御を適用するに際しては、制御条件式中の容量の評価にこのような速度低下による容量低下をも加味することが重要である。実際上は、オキュパンシーの観測によるか、当該地点の下流における交通量観測もしくはテレビジョンを通じての人手による観測によって容量を評価することとなろう。

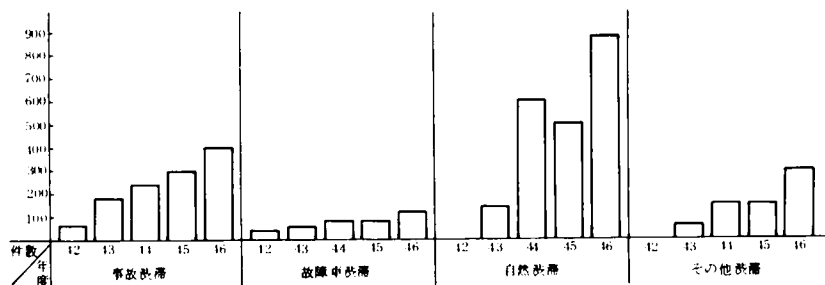


図-3・2・2 阪神高速道路における渋滞件数⁴⁾

3-2-3 事故の影響

事故発生時にとられた交通制限措置、事故の影響等についてのべておく。資料は阪神高速道路大阪地区における昭和48年7月の1ヶ月間事故原票である。表-3・2・1は事故現場においてとられた制限措置別件数である。69%が1車線通行制限を行なっているが、現場通行止1件に対して関係ランプの閉鎖が実施された以外は流入ランプ閉鎖は行なわれていない。なお、表-3・2・1のうち、流入ランプウエー上での事故は合計11件うち流入路9件、流出路2件である。流入路上9件のほとんどは料金所での事故である。

事故処理に要した時間の頻度を示したものが図-3・2・3である。事故処理時間には、事故そのものの処理の他に必要な場合には清掃に要した時間が含まれる。これによれば、20分以上を要した件数は65件(55%)、1時間以上となると12件(10%)である。いうまでもなく、ここにいう処理所要時間には、事故発生から処理開始までの経過時間は含まれていない。処理担当者の現場へのアプローチは事故発生地点の上流からであるから、当該路線の渋滞状況如何によっても大きく左右されるであろう。なお、図-3・2・3は、事故処理所要時間には相当のばらつきがあり、あらかじめ処理所要時間を予定することが困難であることを示している。

図-3・2・4、3・2・5は渋滞時間、同距離をそれぞれ示す。これらには、対向車線上における速度低下による渋滞6件が含まれている。ここにいう渋滞の定義および渋滞時間・距離の定義はいずれも明らかでなく、また当然のこととして原票記入に際しては担当者の判断ないし推定が入るので、ここに示された時間、距離などはかなり概略の値であると思われる。しかしながら、図において渋滞時間20分以上、同距離1km以上がそれぞれ26件、23件にのぼっていることは、時間にとくに敏感な都市高速道路利用者に対する緊急制御の重要性を認識させる。ちなみに、本項のはじめにのべたようにこれらの事故渋滞に対して、流入ランプの閉鎖は現場通行止めの事故1件に対して実施されたにとどまっている。

表-3・2・1 事故発生地点交通制限

交 通 制 限	件 数
な し	34 (29)
1車線通行制限	81 (69)
2車線通行制限	1 (1)
3車線通行制限	0 (0)
現 場 通 行 止	1 (1)
合 計	117 (100)

昭和48年7月 大阪地区

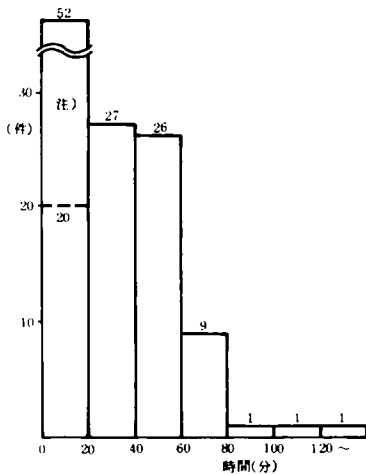


図-3・2・3 事故処理所要時間

注) 総件数117のうち、後日判明等の件数32件を、処理時間20分以下のクラスに上乘せした。

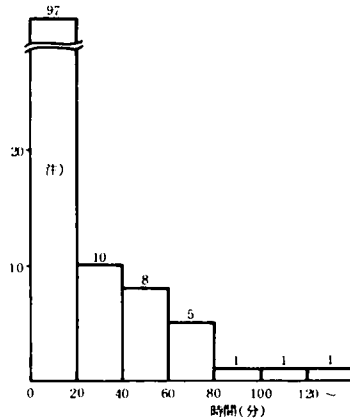


図-3・2・4 渋滞継続時間

注) 渋滞なしおよび後日事故判明等のため不明の回数を含む。対向車線上の渋滞6件を含むので総件数は123。

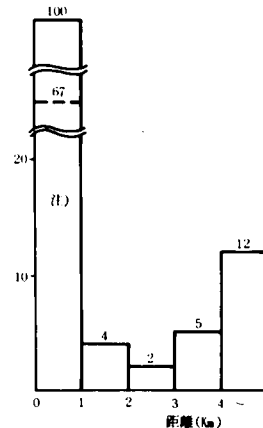


図-3・2・5 渋滞距離

注) 渋滞あり4件、なし63件および後日事故判明のため不明より成る。対向車線上の渋滞6件を含む。

3-3 交通流の監視と制御情報

3-3-1 交通流監視の手段

交通流監視のための手段を、機器による監視と人間による監視とに大別できる。機器による監視では、交通情報の収集と処理およびそれにもとづく交通状態の判別までの一連の過程を機械的に処理するわけであって、道路に設置されたいわゆる端末装置である車両検知器を介しての情報収集および中央に設置された計算機による処理と判断が行なわれる。これに対して、人間による監視の場合には、パトロールカー、路側に設置された非常用電話やテレビジョンなどを介しての情報収集が行なわれる。このことから推察されるように、機械による監視は定量的な情報の収集・処理を行なうのに対して、人間による監視は定性的な情報が主となる。人間による場合でも、定量的な情報が通報されることはあろうが、一般的にいて不確かさはさけられない。しかしながら逆に、機械的監視から直接にはえられない重要な情報たとえば渋滞原因や事故状況が与えられるわけであって、これらはその後にとるべき一連の措置を決定する上に欠くことのできない情報である。

都市高速道路においては、都市間高速道路にくらべて車両検知器、テレビジョンカメラ、非常電話等の設置間隔が短い。これは、都市高速道路ではランプ間隔が短かく区間毎の交通状態が異なること、交通量が多く渋滞や事故などの迅速な発見がより強く要請されるからである。ちなみに、非常電

話は片側につき1 kmごと、また阪神高速道路大阪地区（延長55.7 km，昭和48年現在）における検知器設置ヶ所は35ヶ所（本線），テレビカメラ24ヶ所（ランプ設置分を含む）である。⁴⁾このように都市高速道路においては、高密度に配置された端末装置によって、渋滞およびその原因の発見は極めて迅速に把握することができる体制にある。

緊急時制御を実施する上に渋滞に関する定量的な情報を得ることも重要であり，この中心的な役割を果たすのは機械的手段である。このための端末装置は主としてループ式および超音波式の車両検知器である。交通渋滞の機械的検知のための流れ方向の検知器配置に関しては井上の研究⁵⁾，道路横断方向の配置に関しては高速道路調査会による研究例がある。表一3・3・1に内外における検知器の使用例を示す。表一3・3・2は阪神高速道路において実際にとられた交通事故発見手段である。

表一3・3・1 検知器使用例⁷⁾

設 置 場 所		使 用 検 知 器	交 通 情 報
海	ト ロ ン ト	ル ー プ 式	交通量，速度，オキュパンシ，待ち行列
	西 ロ ン ド ン	ゴムホース式，ループ式，長大ループ式	交通量，速度，待ち行列
	パ リ	ル ー プ 式	交通量，速度，待ち行列
	サ ン ホ ゼ	踏板式，ループ式	交通量，速度，オキュパンシ，待ち行列
	パ ッ フ ア ロ	超 音 波 式	交通量，速度，待ち行列
外	リ ン カ ン ト ン ネ ル	光 電 式	交通量，速度
	アイゼンハワ高速道路	超音波式，電波ドップラ・レーダー	交通量，速度，オキュパンシ
	ジョン・ロッジ 高速道路	超音波式，電波ドップラ・レーダー	交通量，速度，オキュパンシ
	ガ ル フ 高 速 道 路	ループ式，超音波式	交通量，オキュパンシ，車間距離
国	国 道，主要地方道	ループ式	交通量
	都 市 内 交 通 信 号 機	踏板式，ループ式，超音波式	交通量，速度，オキュパンシ，待ち行列
	首 都 高 速 道 路	ループ式	交通量，速度
	阪 神 高 速 道 路	踏板式，ループ式，超音波式 電波ドップラレーダー	交通量
	日 本 道 路 公 団 有 料 道 路	ループ式，超音波式 電波ドップラレーダー	交通量，車長，速度

表一3・3・2 交通事故発見手段

手 段	件数 (%)
公団パトロールカー	7 (8)
阪神高速分駐隊パトロールカー	19 (22)
非 常 電 話	50 (58)
料 金 所	7 (8)
そ の 他 (TVなど)	3 (4)
合 計	86 (100)

昭和48年7月 阪神高速道路（大阪地区）

3-3-2 制御のための交通情報と制御水準

交通情報の一般的な特性については、すでに第2章において概括した。緊急時の制御は事後的な制御であるから、交通状態の刻々の観測にもとづく渋滞レベルの的確な把握が重要である。

どのような交通情報を収集するかは、交通状態を一意的かつ適切に把握できること、測定上の問題点が少ないことの2点に依存する。第一の点からは、交通密度、およびオキュパンシー、第2の点に関しては交通量、オキュパンシーがあげられる。したがって、オキュパンシーはもっとも有用な交通情報である。本項では、オキュパンシーを中心にして観測結果からその特性について考察する。

図-3・3・1、3・3・2⁸⁾はオキュパンシー交通量、オキュパンシー交通密度の観測結果である。ただし、同図で交通量、密度はいずれも4車線当りの値であるので、交通容量には余裕があり、円滑な交通流の状態を示しているとみてよい。

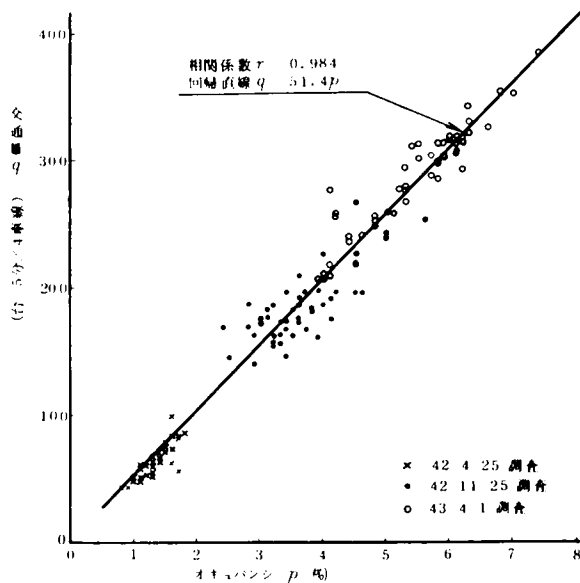


図-3・3・1 オキュパンシーと交通量⁹⁾

オキュパンシーが20%をこえると、オキュパンシーと交通量との関係は不安定になりはじめ、30%をこえると極めて不安定となる。図-3・3・3から、オキュパンシー20%に対する交通量は約320（台/5分/2車線）、オキュパンシー30%に対して約380（台/5分/2車線）である。ちなみに、図-3・3・3とほぼ同一の地点における観測によってえられた交通量～速度の関係（図-3・

2車線区間で交通量の多い区間における観測結果を示したのが図-3・3・3⁹⁾である。

さらにまた、名神高速道路上り線豊中インターチェンジ流出路において、図-3・3・4¹⁰⁾に示す観測結果が報告されている。

これらの観測地点は、道路巾員（車線数）、線形あるいは道路構造等に相異があるにもかかわらず、オキュパンシーに関してはつぎのような共通の性質がみられる。すなわち、オキュパンシー20%以下の領域では、オキュパンシーと交通量とはほとんど直線関係にある。密度に関してもほぼこれと同様のことがいえるであろう。オキ

3・5)によれば、最大交通量は366
(台/5分/2車線)とオキュパンシー
30%に対する交通量にほぼ等しい。

以上のことから、オキュパンシー20%の状態は、制御上の一つの注意水準であり、同30%は緊急に制御にふみきるべき水準であるとみてよいであろう。

なお、シカゴのアイゼンハワー高速道路においては、ランプメータリング制御の開始水準としてオキュパンシー15%、ランプ閉鎖制御の水準として25%を採用している¹²⁾。交通特性などの相違で、わが国との比較はできないが、速度等いわゆるサービス水準が高く維持されているものと思われる。

制御のための交通情報として、交通流に影響を与える外的な条件に関するもの

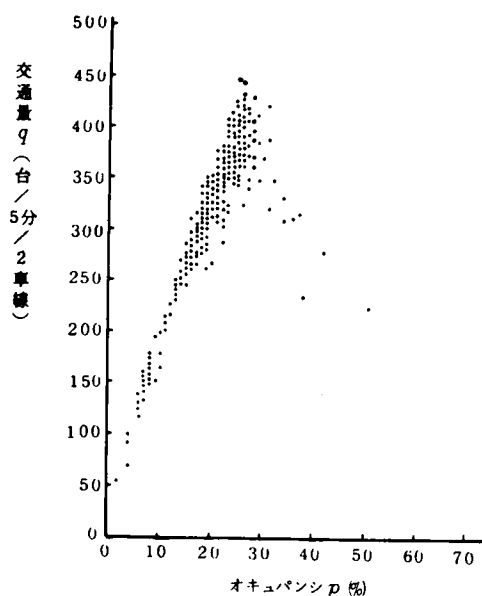


図-3.3.3 オキュパンシー交通量⁹⁾
阪神高速道路大阪池田線、塚本一福
島間(上り) 1970.10.25~31 観測

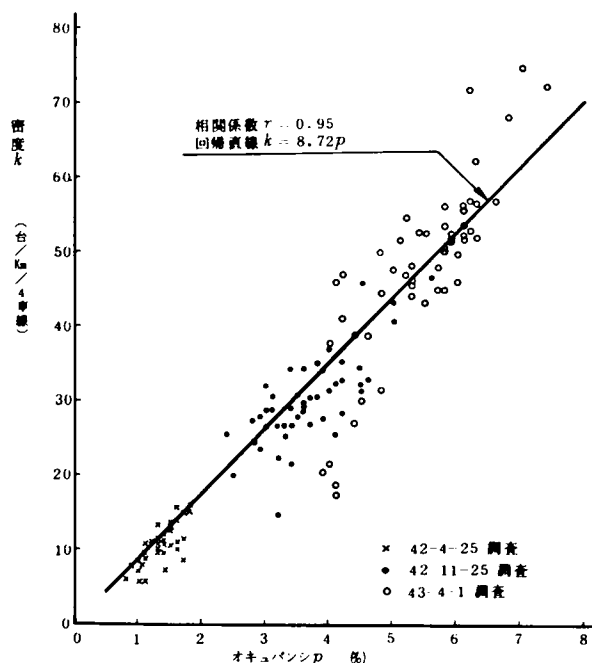


図-3.3.2 オキュパンシーと交通密度⁸⁾

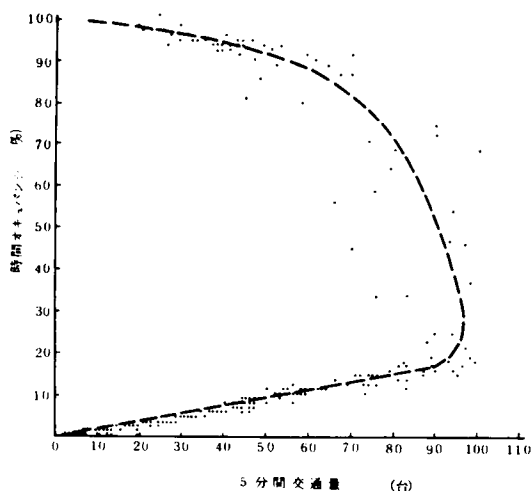


図-3.3.4 豊中インターチェンジオフ
ランプにおける交通量-時
間オキュパンシー関係¹⁰⁾

がある。そのうち重要なものは気象条件（雨，雪，霧，風，凍結），大気汚染度に関する情報であろう。雨，雪，霧，などは速度低下による交通容量の減少をもたらすと考えられるが，これらの気象条件のレベルと交通容量との関係は必ずしも明確でない。これらの関係が与えられるならば，気象条件に応じた容量をもちいる流入制御あるいは速度規制などの管制措置ができるであろう。阪神高速道路においては，風速30m/秒以上，透視距離50m以下および路面凍結に対して通行禁止の措置がとられる。

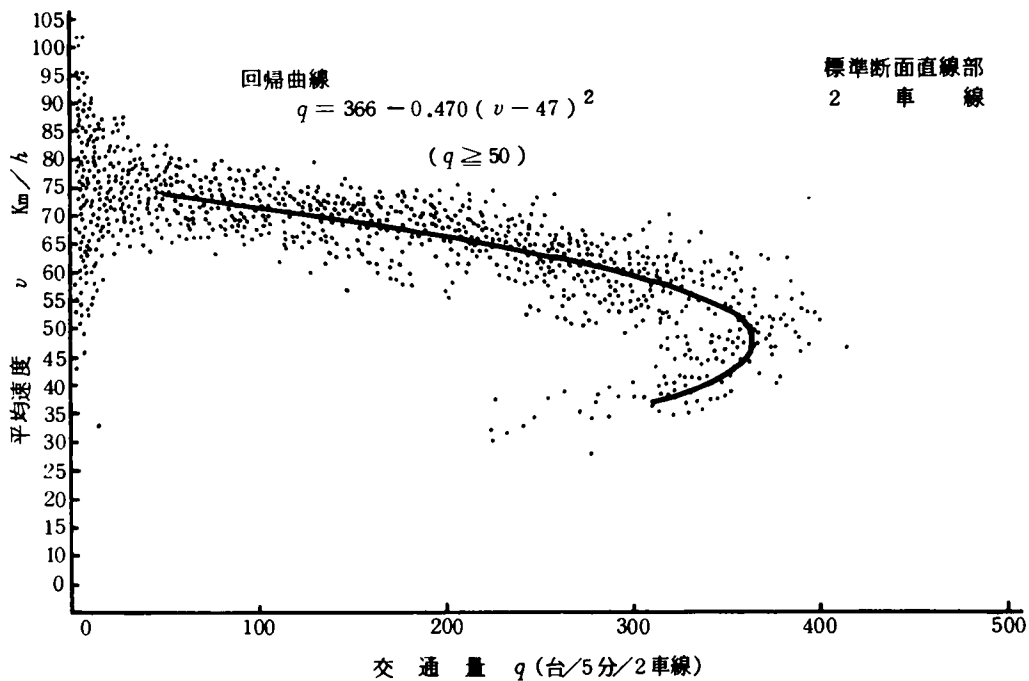


図-3.3.5 交通量-平均速度(5分単位)¹¹⁾

3-3-3 交通情報の検知誤差

交通情報の機械的検知に付随する問題に検知誤差がある。機械的検知の端末装置として現在広く使用される検知器はループ式と超音波式であるので，以下では，この2種の検知器をもちいることを前提として交通量の検知誤差について考察する。

検知誤差を

機器の誤動作によるもの

交通流の性質によるもの

検知のメカニズムに由来するもの

その他（伝送・処理過程での誤差など）

に大別することができよう。機器の誤動作によるものとしては老朽化による動作不全あるいは故障などでありこれらについての吟味は困難である。交通流の性質による誤差は走行挙動、車間間隔、車種構成などによるものであるが、このうち走行挙動による誤差は道路横断方向の検知器配置と密接に関連する。検知メカニズムに関係する誤差としては検知パルス発振間隔、風速（超音波式検知器の場合）などによる誤差があげられる。

まず、交通流の性質による誤差のうち走行挙動による誤差が重要である。上述のようにこの誤差は横断方向の検知器配置と関連して論じなければならないが、通常、機器配置は道路の一断面で各車線ごと（もしくは選ばれた車線ごと）に並列される。したがって、1台の車が2つの車線にまたがっていわゆるレーンマーク上を走行する場合には、並置された2つの検知器に同時に検知され、2台とカウントされることがあり、また逆に2台の車が並進するときは1つの検知器上を同時に通過するため1台と検知されることになる。さらに、検知車線の外を通過すればまったく検知されない。このような走行を異常走行と定義して、都市および都市間高速道路において異常走行の割合を観測した結果¹³⁾によれば、本線直線部では数%であるが、曲線部、流入・流出路では30%にも達することがある。したがって、このような異常走行

行による検知誤差は、検知器配置の他に道路構造によっても大きく左右されるわけであって、一般的に論ずることは困難である。しかしながら、本線直線部等での追い越し走行時の車線変更にもとづく検知誤差に関しては、追い越しモデルによって概略の値を検討することが可能である。

表一 3・3・3 追越にもとづく交通量計測の最大誤差率

τ	φ	最大誤差率 (%)	交通量 (台/時)
10 秒	0.4	0.80	2,700
	0.5	0.66	2,160
	0.6	0.53	1,800
15 秒	0.4	0.53	1,800
	0.5	0.44	1,440
	0.6	0.34	1,200

1 方向 2 車線の場合について

追い越し確率から求めた著者らの

結果¹⁴⁾を示せば表一 3・3・3 のとおりである。ただし、ここでは、車頭時間は指数分布、走行速度 80、60 km/h の 2 種類であって、低速車はすべて走行車線上を走行し高速車も追い越し走行中以外は左側車線を走行するとしている。表一 3・3・3 中、 τ は高速車からみて流入可能な低速車車

速度比 $\mu = 1.33$ ($V = 80 \text{ km/h}$, $v = 60 \text{ km/h}$)
 φ : 低速車の割合)

頭時間、 ϕ は低速車の割合である。これによれば、追いこし走行にもとづく検知誤差は1%以下であり、実用上は無視できる。

このような異常走行による検知誤差とくに交通量の検知誤差を小さくするための実験的研究¹³⁾によれば、1方向2車線の高速道路において横断方向に4個の検知器を等間隔に並列することによって、異常走行率20%以下の場合に検知誤差を5%以下にとどめることができる。しかしながら、制御だけを目的とする情報検知において、必ずしももっとも重要な情報ではない交通量を計測するためにこのような機器配置を行なうことは不経済であろう。

つぎに、検知メカニズムに係る誤差のうち検知パルス発振間隔いわゆるスキヤニング周期の長さとの関連で交通量の計測誤差を評価した結果¹⁵⁾を図-3.3.6、3.3.7、-3.3.8に示す。これは、車頭時間分布を指数形、車長(時間)は一定の仮定のもとに、単一車線上に設置された1個のループ式車両検知器を想定して、統計実験を行なったものである。図-3.3.6~3.3.8は

$$\text{誤差率}(\%) = \left(1 - \frac{\text{計測交通量}}{\text{発生交通量}}\right) \times 100$$

を、スキヤニング周期(秒)に対する車長(秒)の相対長さに対して示してある。図中の各点は10回(1回の実験時間は10分)の実験値の算術平均である。また、本実験では1台の車を2台もしくはそれ以上に検知することはおこなないようになっているので、誤差は常に正もしくは0(計測交通量 \leq 発生交通量)である。

この実験の結果からつぎのようにいえる。

表-3.3.4 スキヤニング周期実施例⁶⁾

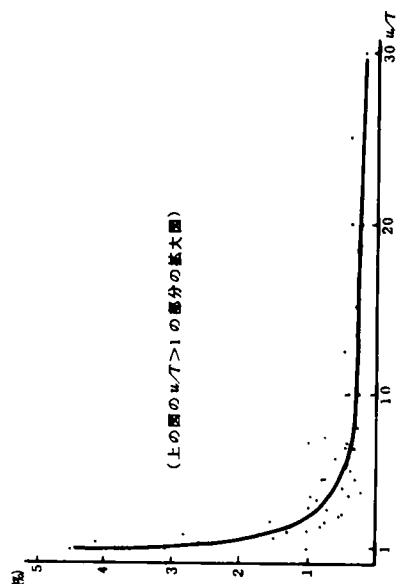
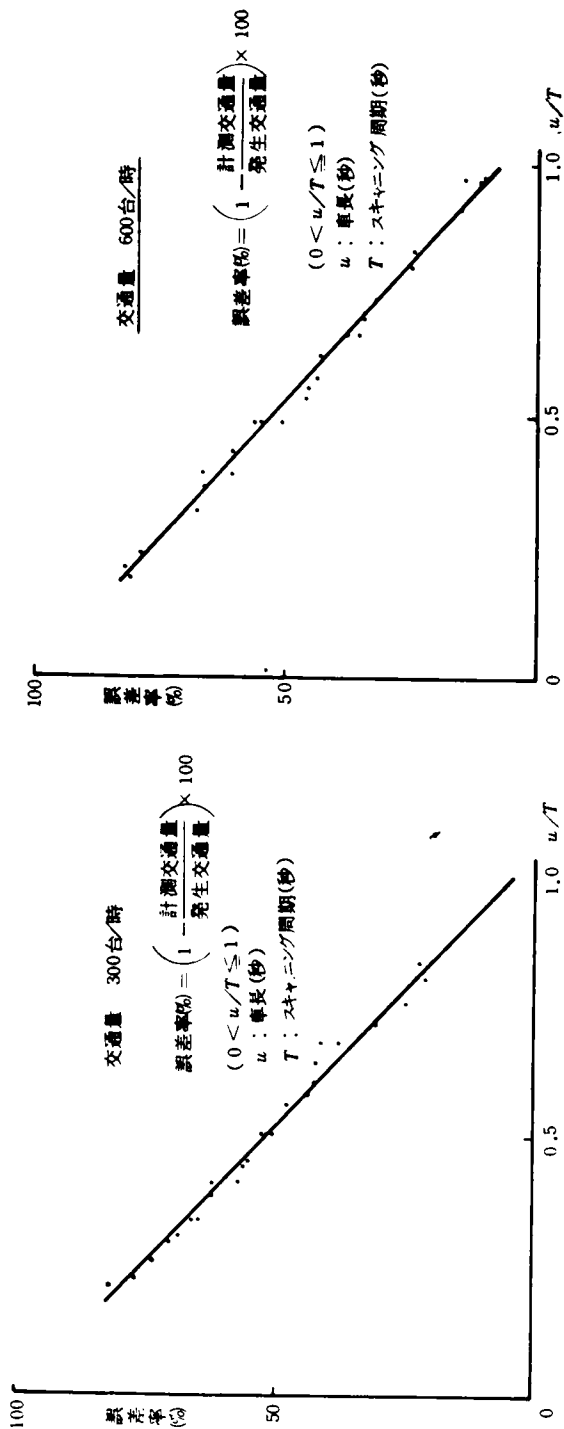
すなわち、交通量900台/時、

車長 $u=0.2$ 秒(たとえば、長さ4m、速度72km/h)の場合に、スキヤニング周期 $T=0.01\sim0.20$ 秒に対する誤差率は0.5~6%に及ぶ。表-3.3.4に示すように、通常スキヤニング周期は0.01~0.10秒の間にとられるので交通量検知の上からあまり問題はおこなないが、これをたとえば0.20秒とすると車長0.15秒の場合には誤差率が25~30%にもなること

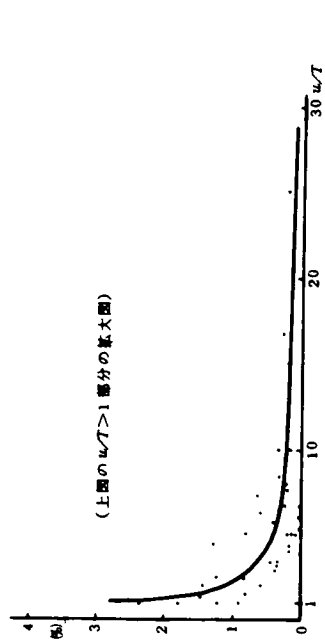
我 国		諸 外 国	
地 名	スキヤニング周期	地 名	スキヤニング周期
名神高速道路	50ms(0.050s)	トロント	64ms(0.064s)*
阪神高速道路	10 (0.010)	ワシントン	31.3 (0.0313)
首都高速道路	200 (0.200)	グラスゴー	25 (0.025)
埼 玉	50 (0.050)	シゴ高速道路	16.7 (0.0167)
神 奈 川	100 (0.100)		
名 古 屋	50 (0.050)		
東 京	50 (0.050)		
福 岡	50 (0.050)		

* 15.6ms, 31.3msと可変

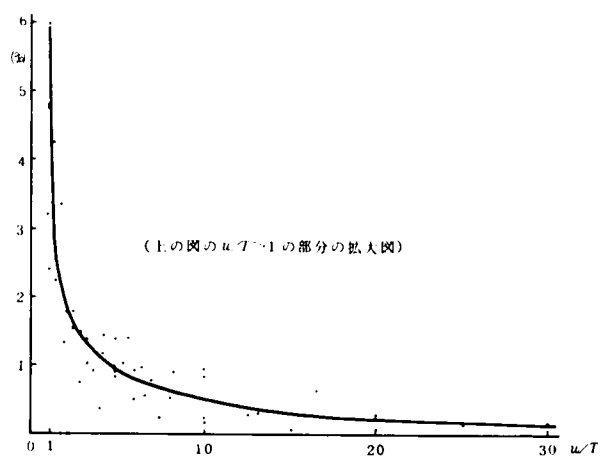
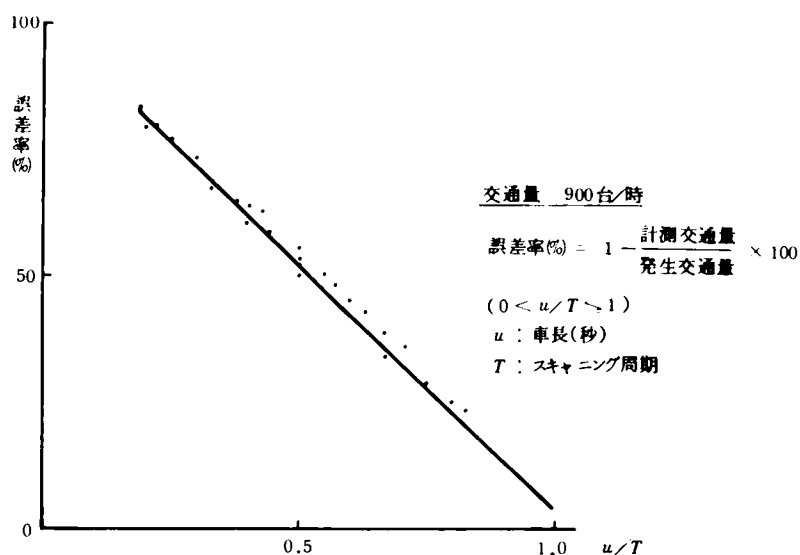
があるので、あまり大きくとらない方が望ましい。なお、この実験では車頭時間に指数分布を仮定しているため、実際におこるであろうより幾分大き目の誤差になっている。



図一3.3.7 スキャニング周期と交通量計測の誤差



図一3.3.6 スキャニング周期と交通量計測の誤差



図一 3・3・8 スキャン周期と交通量計測の誤差

3-4 緊急時における制御

3-4-1 事故発生時の制御

本線もしくは流出ランプウエーで、事故等により陥路が発生した場合、それが除去されるまで渋滞の拡大を防ぎ、すみやかに円滑な交通状態に回復させることが緊急時制御の目標である。このために実際にとることができる方法は流入車制御、流出指示および都市高速道路網上に迂回ルートがある場合には迂回を指示することである。これらに併行して車線制御表示、速度制限表示さらには事故地点

予告表示を行なうことが重要である。図-3・4・1に事故発生時における一連の制御を示す。

まず、完全閉塞の場合には、流入制御と流出指示をおこなう。

流入制御は、原則として逐次ランプ閉鎖方式とする。この際、関係ランプの全面閉鎖は他の区間の交通量をも大巾に減少させるおそれが大きいため、必ずしも好ましい方式とは考えられない。

流出指示の適用原則についてはつぎのとおりである。すなわち、閉塞区間の上流直近の流出ランプから流出させる流出指示をおこなう。ここにいう流出指示は強制的なものであって、この根拠はつぎのとおりである。

(イ) 閉塞の回復時刻の予測は困難であり、極めて長時間継続する可能性もある。このような閉塞区間への利用車の進入は避けさせるべきである。

(ロ) 上流の流出ランプへの分岐点にまで停滞列の後尾が到達してくれば、本来そのランプから流出しようとする利用車までが流出を妨げられる。このような停滞列の成長をそのままに放置することはさけるべきである。

この流出ランプの容量が小さい場合には、流出指示によって過度的に渋滞を生ずることになる。これに対しては、さらに上流の流出ランプからの流出を推奨するような表示をおこなう。

逐次ランプ閉鎖制御を適用する場合、制御条件式の中の容量としては、流出指示をおこなうランプの容量を採用すればよいであろう。ただし、上述のように流出指示にともない、過度的に渋滞が継続する間だけでなく、その後においても、幾分低目の容量としておくことが大切である。渋滞の早期解消がもっとも重要だからであるが、この他にも事故閉塞情報によってランプ間ODパターンが変化する可能性があり、このために制御条件式の交通量予測の精度が変化することにそなえるわけである。

つぎに、完全閉鎖の場合に、高速道路網上に迂回可能なルートがあれば、迂回指示をおこなうことは重要かつ有効な方策である。ただし、この指示は實際上強制力をもたせることは困難であり、選択は利用者にかかされる。迂回指示が、流入制御、流出指示と併用されることは当然である。迂回ルートを含むいわば新しいネットワークにおいて、流入制御がその方式を適宜選択して適用される一方、閉塞地点上流の流出ランプに対しては流出指示がおこなわれるのである。流入ランプにおいては迂回ルートのある車だけを選択的に流入させることは、利用者が情報表示に忠実に従がわない限りできないので、流入車のうち迂回ルートのない車は事故地点上流の流出ランプに至り、流出指示に従がうことになる。

さて、完全閉塞でなく部分的な閉塞の場合には流入制御が中心となる。交通量が少なく渋滞が生じていない場合には、一連の表示を行なうことを除けば、制御上は平常時とかわらないので平常時の制御そのものの体勢であればよい。

渋滞を生じている場合には逐次ランプ閉鎖制御方式で対処する。流出指示の適用については、完全

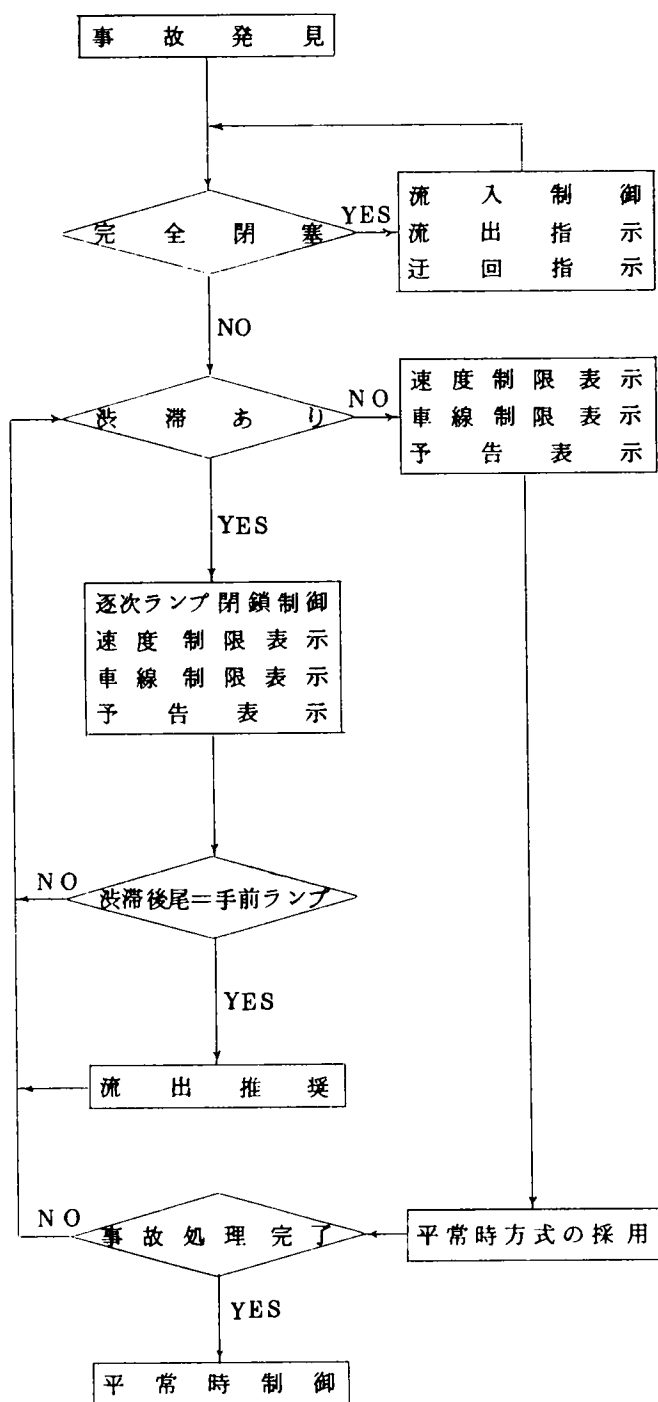


図-3.4.1 事故渋滞時の制御過程

閉塞時の原則どおりとすることは實際上困難な問題を生じる。

いくつかの問題を列挙すれば、

(イ) 逐次ランプ閉鎖制御の流入許容水準

(ロ) 流出ランプの容量の問題

(ハ) 流出指示にともなうトラブルの発生

これらは相互に関連する問題である。のちに、3-4-5においてこれらに対する基本方針を考察する。

なお、流出ランプウエー上での閉塞事故に対しては、その旨の表示と上流もしくは下流のランプからの流出推奨表示とを行なうこととする。

3-4-2 迂回指示のための迂回ルートの決定手法

事故等による本線閉塞時における重要な管制手法の一つは迂回指示である。ここに、迂回指示とは、本線閉塞のために通行不能であることおよび可能な迂回ルートを表示し、利用者にその迂回路を通行するように誘導的に案内することであって、強制的なものではなくその迂回ルートの選択は利用者にまかされている。強制的な迂回ルート通行は実際上不可能である。さきにも述べたように、迂回ルートがない場合には、逐次ランプ閉鎖制御と事故地点手前ランプからの流出指示だけをおこなう。

一般に、都市高速道路が成長した段階では、迂回ルートが存在することが多いので、事故等による緊急時に迂回ルートを通行するよう誘導表示することの意義は大きいものがある。

さて、ここにいう迂回ルートとはもとの全体の高速道路網における2番目に短い経路のことであるとする。閉塞時以前には、各車は流入・流出ランプ間の最短経路を通行していると考えてよいので、閉塞時以後においては、当該閉塞区間を通る車（当初の最短経路がこの区間を通るようなすべてのランプ間OD交通）に対して、当該閉塞区間を除去した高速道路網上での最短経路をみつけてやり、適当な表示標識等によりこの経路を示してやればよい。新しい最短経路はもとの網における次短経路であることはいうまでもない。なお、迂回ルートを見つけることは、このような迂回誘導標示を行なうためだけでなく、迂回ルートを含む新しい高速道路網上での制御にも役立つ。また、事故による閉塞等は任意の区間で発生する可能性があるわけで、これらすべての区間の閉塞を想定してあらかじめ次短（さらには三短などの）経路（迂回ルート）を作成してこれを記憶させておくことは計算機使用の不経済でもある。したがって、適当な演算によって、随時これらを作成することに意義が見出されよう。

以下では、まず最短経路探索のいくつかの一般的・基本的手法をのべ、ついで行列演算による最短経路のtreeを構成するための一つのアルゴリズムを示す。また別に、ランプ間の到達可否を探索するための別のアルゴリズムをのべる。

(1) 最短距離・経路を探索する一般的・基本的手法

閉塞区間を除去した新しい高速道路網における最短経路を求めるのであるが、このことは、一般のネットワークにおける最短経路問題に帰する。与えられたネットワーク上で、2点間の最短経路を求めるには、いくつかの方法が知られているが、それらの中で比較的基本的なものをつぎにあげておく。

(i) Dantzigによる方法¹⁶⁾

出発点 n_0 から始めて、1ステップごとに最短距離にある点を1つずつ末広りのみつけていく方法であって、各ステップで点につけられたラベルが、 n_0 からその点に至る最短距離となっている。つぎの手順でラベリングを進める。

(イ) k 番目のステップで、 k 個の点への最短距離がみつけれられており、この k 個の点の集合を S とする。最初は点 n_0 だけを S に含めておく。

(ロ) ($k+1$) 番目のステップで、つぎのような1個の点 n_t をみつける。

$$\delta_s + l(n_s, n_t) = \min_{i \in S, j \notin S} \{ \delta_i + l(n_i, n_j) \}$$

n_t に $\delta_s + l(n_s, n_t)$ なるラベルをつけ、 n_t を S に含める。ただし、上式で、 δ_s はすでに S に含まれている点 n_s のラベル、 $l(n_i, n_j)$ は辺 (n_i, n_j) の長さである。

この手順は、目的とする点が S 内に含まれた時点で終る。一点 n_0 から他のすべての点に至る最短距離の経路は、上式から明らかなように、各ステップで定まる新しい点 n_t に対してその手前の点 n_s を記録することによってえられる。こうして形成された経路は n_0 を根とする Tree を形成している。

(ii) Fordによる方法¹⁷⁾

これも各点に直接ラベルを与える方法であるが、Dantzigによる方法とちがってラベルはより小さいラベルにかきかえられてゆく。出発点を n_0 とする。手順はつぎのとおりである。

(イ) n_0 に 0, n_i ($i \neq 0$) に ∞ なるラベル λ_i をつける。

(ロ) $\lambda_j - \lambda_i > l(n_i, n_j)$ なる辺 (n_i, n_j) を探して $\lambda_j = \lambda_i + l(n_i, n_j)$ なるラベルを n_j につける。 λ_j が減少しなくなるまでくり返す。ただし、便宜上 $\infty - \infty = 0$ とする。

これは、可能なすべての点と辺とをチェックしなければならないことの結果として、 n_0 から他のすべての点に至る最短距離がえられることになる。最短経路の構成はつぎのようにして行なう。

(イ) 出発点 n_0 、目的点 n_d につけられたラベルをそれぞれ $\lambda_0 (= 0)$, λ_d とする。

$$\begin{aligned} \lambda_d - \lambda_{p_1} &= l(n_{p_1}, n_d) \\ \lambda_{p_1} - \lambda_{p_2} &= l(n_{p_2}, n_{p_1}) \\ &\dots\dots\dots \\ \lambda_{p_{k-1}} - \lambda_{p_k} &= l(n_{p_k}, n_{p_{k-1}}) \end{aligned}$$

$$\lambda_{p_k} - \lambda_0 = l(n_0, n_{p_k})$$

となる点 $n_{p_1}, n_{p_2}, \dots, n_{p_k}$ が存在する。 $\{n_0, n_{p_k}, n_{p_{k-1}}, n_{p_1}, n_d\}$ が n_0, n_d 間の最短経路の通る点であり、この距離は λ_d である。

(ii) LPによる方法¹⁷⁾

l_{ij} を辺 (n_i, n_j) の長さとする。点 n_0, n_d 間の最短経路は、制約条件

$$\sum_j (r_{0j} - r_{j0}) = 1$$

$$\sum_j (r_{ij} - r_{ji}) = 0, \quad i \neq 0, j \neq d$$

$$\sum_j (r_{dj} - r_{jd}) = -1$$

$$r_{ij} = 0, 1$$

のもとで

$$\sum_{i,j} l_{ij} r_{ij}$$

を最小にする r_{ij} を求めればよい。これは 0, 1 整数計画の問題である。 $r_{ij} = 1$ なる辺 (n_i, n_j) は n_0, n_d 間の最短経路を構成する。但し、辺 (n_i, n_j) が存在しなければ $l_{ij} = \infty$ としておく。

(iv) DPによる方法¹⁸⁾

点 n_i に至る最短距離を $L(n_i)$ とすれば

$$L(n_i) = \min. \{ l(n_i, n_j) + L(n_j) \}$$

のように、Dynamic Programming の問題として記述できる。

(v) 行列演算による方法¹⁷⁾

つぎのように定義される行列演算による。行列 $A = (a_{ij}), B = (b_{ij})$ に対してブール和、積を求める。

$$A \cdot B = C = (c_{ij})$$

ただし、

$$\begin{aligned} c_{ij} &= (a_{i1} \times b_{1j}) + (a_{i2} \times b_{2j}) + \dots + (a_{in} \times b_{nj}) \\ &= \min_k (a_{ik} + b_{kj}) \end{aligned}$$

すなわち、通常の演算における積、和のかわりにそれぞれ和、最小をとる演算を施す。

任意の 2 点間の最短距離は、つぎのようにして求められる。

まず、ネットワークの点の数に等しい行、列をもつ行列 $L^{(1)}$ をつくる。

$$L^{(1)} = (l_{ij}^{(1)})$$

ここに

$$l_{ij}^{(1)} = \begin{cases} l(n_i, n_j) & ; \text{点 } n_i, n_j \text{ が直結されているときその長さ。} \\ \infty & ; \text{点 } n_i, n_j \text{ が直結されていないとき} \\ 0 & ; n_i = n_j \text{ のとき} \end{cases}$$

ただし、 $l(n_i, n_j)$ は辺に向きがあるときは、 n_i から n_j の向きに直結された長さ。逆に n_j から n_i へ向かう辺がなければ $l(n_j, n_i) = \infty$ とする。

上に定義した演算にしたがって

$$L^{(n+1)} = L^{(n)} \cdot L^{(1)}$$

を作っていく。有限の大きさのネットワークに対して、ある大きさ以上の n に対して

$$L^{(p+1)} = L^{(p)} \quad (3.4.1)$$

となる。この時、 $L^{(p)}$ の要素 $l_{ij}^{(p)}$ は 2 点 n_i, n_j 間の最短距離を表わす。もし $l_{ij}^{(p)} = \infty$ ならば n_i から n_j へは到達不能である。

この方法では任意の 2 点間の最短距離が求められるが、最短経路を構成するには別に工夫を要する。これについてはつぎの(2)で考察している。

以上(i)~(M)は、最短距離もしくは最短経路を求める手法のごく基本的なものである。LP による方法や DP による方法は、計算量が大きくなるのであまり実用的でない。なお、Dantzig の方法において、到達不能の点をみつけるには、直結されていない 2 点間に対して、実際上十分に大きい数値 (∞ の意味) を与えておくことも一つの方法であろう。このように大きいラベルをつけられる点は到達不能 (n_0 から) であることは明らかであろう。Ford の方法においても同様の方法がえられよう。この場合には、最初に(i)の段階で点 n_i ($i \neq 0$) につける十分大きい数よりさらに大きい数値を直結されていない辺に対して与えておけば、到達不能の点は結局当初のラベルのままで残ることになる。

(2) 最短距離行列から最短経路を構成するための一つのアルゴリズム^{19), 20)}

ここでは、基本的に Ford による方法の経路構成の考え方にしたがっていると考えられるが、システムティックに最短経路を構成するアルゴリズムについて考察する。

最短経路はただ 1 本とし、かつ辺はすべて向きをもっている有向ネットワークとする。また、最短距離行列はすでに与えられており、到達不能の 2 点間は予め考察の対象から除かれる。

式 (3.4.1) で与えられる最短距離を示す行列を、便宜上つぎのように行列 L としておく。

$$L^{(p)} \equiv L = (l_{ij}), \quad i, j = 1, 2, \dots, n \quad (3.4.1)'$$

ただし、ここでは L を有向ネットワークについて作成された最短距離行列としている。また、点の数は n である。有向辺 (アーク) の Incidence Matrix を A , 各アークの長さを d_h ($h = 1, 2, \dots, m$, m はアークの数) をもちいて、つぎの行列 B をつくる。

$$A \operatorname{diag} (d_1, d_2, \dots, d_h, \dots, d_m) = B = (b_{ih}) \quad (3.4.2)$$

ただし、ここで Incidence Matrix A の要素 a_{ih} をつぎのように表わす。

$$a_{ih} = \begin{cases} +1 ; \text{アーク } h \text{ が点 } n_i \text{ から出るとき} \\ -1 ; \text{アーク } h \text{ が点 } n_i \text{ に入るとき} \\ \phi ; \text{それ以外のとき} \end{cases}$$

ϕ に関する演算規則をつぎのように定める。任意の実数 a について

$$d\phi = \phi d = \phi$$

$$d+\phi = \phi+d = d$$

結局、行列 B の ϕ でない要素 b_{ih} はつぎのように表わされる。

$$b_{ih} = a_{ih}d_h \quad (a_{ih} = +1 \text{ or } -1)$$

点 n_i から n_j に至る最短経路は、Ford の方法

$$l_{ij} - l_{ij_1} = l(n_{j_1}, n_j)$$

によって、順次追跡していけばえられるのであるが、行列 L と B とをもちいてこれを以下のように機械的に処理する。

まず、つぎの行列 C_i を求める。

$$C_i = (c_{kh}^i), \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.4.3)$$

ただし、 C_i は最短距離行列の第 i 行と行列 B とから、つぎのように定義した演算によって求める。

$$c_{kh}^i = \begin{cases} \min.(l_{ik}, l_{ik} + b_{kh}), & b_{kh} \neq \phi \\ \phi, & b_{kh} = \phi \end{cases} \quad (3.4.3)$$

$$k = 1, 2, \dots, n$$

$$h = 1, 2, \dots, m$$

この C_i は出発点 n_i に対する行列である。行列 C_i のイメージを明確にするために、便宜上 ϕ をも c_{kh}^i で表わすことにしてすべての k, h について上の C_i を示しておく。

$$C_i = \begin{pmatrix} c_{11}^i, c_{12}^i, \dots, c_{1m}^i \\ c_{21}^i, c_{22}^i, \dots, c_{2m}^i \\ \dots \dots \dots \\ c_{n1}^i, c_{n2}^i, \dots, c_{nm}^i \end{pmatrix}, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.4.4)$$

式 (3.4.3)' から推察されるように要素 c_{kh}^i の意味はつぎのとおりである。すなわち、有向辺 (アーク) h が点 n_k から出ていれば ($b_{kh} > 0$) 点 n_k までの最短距離、 h が点 n_k に入っていれば点 n_k に隣接する点までの距離である。いいかえれば、出発点 n_i から点 n_k までの最短距離 (l_{ik})

もしくは点 n_k の一つ手前のすべての点までの距離を示している。また、 ϕ はアーク h が点 n_k に関与していないことを意味している。 $c_{kh}^i = 0$ となるのは $k=i$ ($b_{kh} > 0$) のときにおこる。なお、 $k=i$ のとき $b_{kh} < 0$ ならば $c_{kh}^i < 0$ となるが、演算上差し支えない。また、到達不能の点 ($l_{ik} = \infty$) は考慮の対象外である。

以上のことから、 C_i の各列は2つの要素以外はすべて ϕ である。このことは式 (3.4.2) の行列からも明らかである。ただし、どの点をも両端にもたないアーク (これは閉塞などによる通行不能のために、区間が除去され、Incidence Matrix A においてこの区間に対するすべての要素を ϕ とする場合におこる) のみに対して、その対応する列は ϕ である。

さて、各列に記入された2つの要素が相等しければ、その列に対応するアークは n_i を出発点とする最短経路に含まれており、このようなすべての列をとり出せば、 n_i を出発点とするすべての可能な点に至る最短経路に含まれるアークがみつけれられることになる。以下にこのことが示される。

行列 (3.4.4) において、列 h の ϕ でない2つの要素について

$$c_{k_1 h}^i = c_{k_2 h}^i \quad (k_1 \neq k_2)$$

すなわち、

$$\min. \{ l_{ik_1}, (l_{ik_1} + b_{k_1 h}) \} = \min. \{ l_{ik_2}, (l_{ik_2} + b_{k_2 h}) \}, k_1 \neq k_2, b_{kh} \neq \phi \quad (3.4.5)$$

であるとする。

(イ) $b_{k_1 h} > 0$, $b_{k_2 h} < 0$ の場合

式 (3.4.5) はつぎのようになる。

$$l_{ik_1} = l_{ik_2} + b_{k_2 h}, (b_{k_2 h} < 0)$$

これはまた、行列 B の性質 $b_{k_1 h} = -b_{k_2 h}$ をもちいて

$$l_{ik_2} = l_{ik_1} + b_{k_1 h}, (b_{k_1 h} > 0)$$

最短経路はただ1本と仮定しているから、点 n_{k_1} は n_{k_2} に至る最短経路上にあり、点 n_{k_1} から n_{k_2} に入るアーク h によって結ばれている。すなわち、アーク h は出発点 n_i から点 n_{k_2} に至る最短経路に含まれる。

(ロ) $b_{k_1 h} < 0$, $b_{k_2 h} > 0$ の場合

(イ)において、 k_1, k_2 を交換すれば同じことがいえる。

(イ) 最短経路が存在するならば、その経路上の点 n_{k_1} , n_{k_2} に対して、式 (3.4.5) が成立するようなアークが必ず存在することは容易にわかる。このようにして、点 n_i に対し、すべての可能な点 n_k ($k=1, 2, \dots, n$) をつくることによって、 n_i を出発点とし他のすべての点に至る最

短経路に含まれるアークがすべてみつけれられる。

さて、このようにして決定されたアーク（ h 点）はtreeを形成する。すべての出発点に対するこのアークを示す行列（最短経路行列）を作ることは容易である。便宜的につぎの演算をおこなう。

行列（3.4.4）から、つぎの要素 t_{ih} をもつ行列 T をつくる。

$$t_{ih} = \begin{cases} 1 ; c_{k_1h}^i = c_{k_2h}^i \neq \phi \\ 0 ; c_{k_1h}^i \neq c_{k_2h}^i \text{ および } c_{k_1h}^i = c_{k_2h}^i = \phi \end{cases} \quad (3.4.6)$$

$$h = 1, 2, \dots, m$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

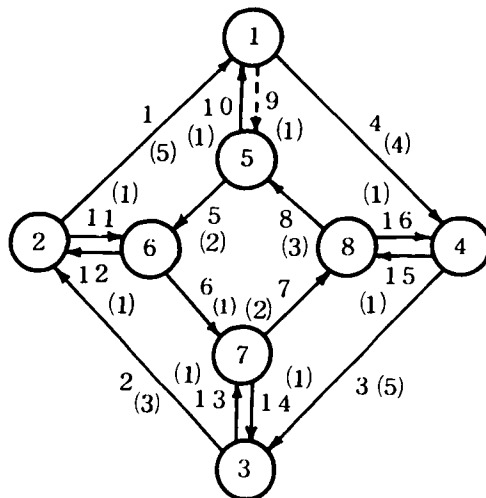
を作れば0, 1のみの要素から成るつぎの最短経路行列を得る。

$$T = (t_{ih}), \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad h = 1, 2, \dots, m \quad (3.4.7)$$

この i 行ベクトルの要素1は、点 n_i から可能なすべての点に至る最短経路上のアークを示す。

(3) 計算例

図一3.4.2に示したネットワークに対して上述のアルゴリズムによる計算例を示す。距離行列⁽¹⁾および最短距離を示す行列 L は表一3.4.1, 3.4.2のとおりである。表一3.4.3は Incidence Matrixと行列 B である。表一3.4.4に一例として、出発点1に対する行列 C_1 の形を示す。



区間 番号	長さ d_h	区間 番号	長さ d_h
1	5	9	
2	3	10	1
3	5	11	1
4	4	12	1
5	2	13	1
6	1	14	1
7	2	15	1
8	3	16	1

図一3.4.2 計算例ネットワーク

番号 ; 区間番号
()内 ; 区間の長さ
○内 ; 点の番号
(破線の区間9で事故が発生し、完全閉塞したとする)

最終的にえられる最短経路行列は表-3.4.5に示すとおりである。ここでは閉塞区間9を含めて演算しているが、結局、この区間はどの最短経路にも含まれずに残る。

図-3.4.3(1)~(8)は最短経路のtreeを示している。

なお、表-3.4.4に記入した破線の矢印は、点1を出発点として順次treeを追跡する順序を示している。上下方向の矢印は、当該アークを経てつぎの点に至ること、水平方向の移動は点を介して2つのアークが結ばれることをそれぞれ意味している。端末の点2, 7は入りの矢印1本だけで終わっていることがみられる。

表-3.4.1 距離行列 $L^{(1)}$

	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0			4				
2	5	0				1		
3		3	0				1	
4			5	0				1
5	1				0	2		
6		1				0	1	
7			1				0	2
8				1	3			0

空欄は ∞

表-3.4.2 最短距離行列 L

	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	11	9	4	8	10	10	5
2	5	0	3	5	7	1	2	4
3	7	3	0	4	6	4	1	3
4	5	7	5	0	4	6	6	1
5	1	3	4	5	0	2	3	5
6	6	1	2	4	6	0	1	3
7	6	4	1	3	5	5	0	2
8	4	6	6	1	5	5	6	0

表-3.4.3 Incidence Matrixと行列 B

(1) Incidence matrix A

ア 点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	-1			1						-1						
2	-1	-1									1	-1				
3		1	-1										1	-1		
4			1	-1											1	-1
5					1			-1		1						
6					-1	1					-1	1				
7						-1	1						-1	1		
8							-1	1							-1	1

(2) Matrix $B = A \times \text{diag}(d_1, d_2, \dots, d_{16})$

ア 点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	-5			4						-1						
2	5	-3									1	-1				
3		3	-5										1	-1		
4			5	-4											1	-1
5					2			-3		1						
6					-2	1					-1	1				
7						-1	2						-1	1		
8							-2	3							-1	1

空欄は ϕ ，アーク9は閉塞により除されたと想定し，すべて ϕ 。

表一 3. 4. 4 点1を出発点とする行列 $C_1 = (c_{kh}^1)$

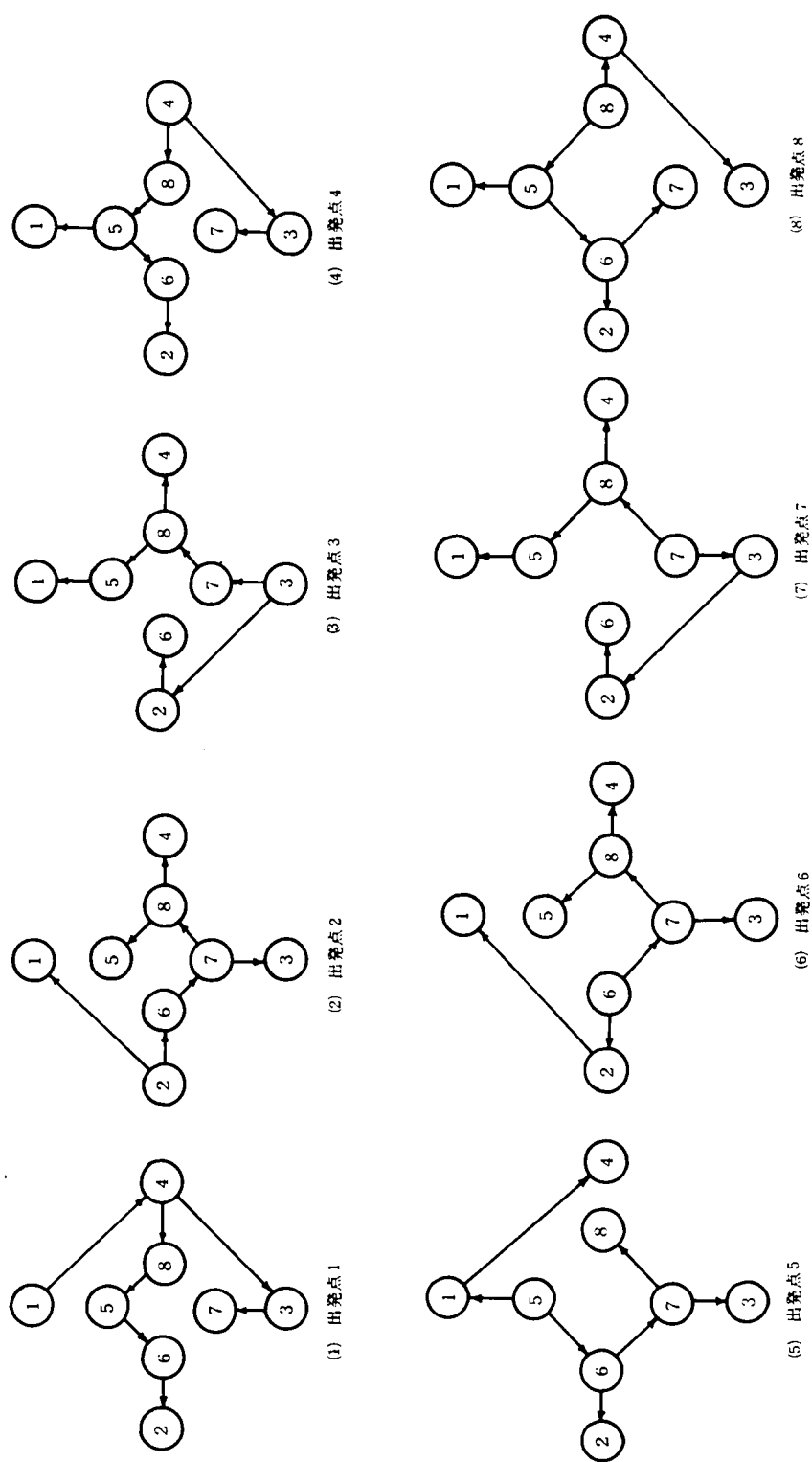
$\begin{smallmatrix} h \\ k \end{smallmatrix}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	-5			0						1						
2	11	8									11	10				
3		9	4										9	8		
4			4	0											4	3
5					8			5		8						
6					8	10					9	10				
7						9	10						9	10		
8							3	5							4	5

辺9 はすべて空欄

表一 3. 4. 5 各点を出発点とする最短経路行列 T

点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	0	0	1	1	1	0	0	1	0	0	0	1	1	0	1	0
2	1	0	0	0	0	1	1	1	0	0	1	0	0	1	0	1
3	0	1	0	0	0	0	1	1	0	1	1	0	1	0	0	1
4	0	0	1	0	1	0	0	1	0	1	0	1	1	0	1	0
5	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	1	0	1	0	0
6	1	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	1	0	1	0	1
7	0	1	0	0	0	0	1	1	0	1	1	0	0	1	0	1
8	0	0	1	0	1	1	0	1	0	1	0	1	0	0	0	1

辺9 は閉塞のためすべて0となっている。



図一3.4.3 各点を出发点とする最短経路の tree

(4) ランプ間の到達可否を探索する手法について

2点間の到達可否は、これまでのにべた最短距離および経路を探索する方法によって、その探索過程において発見されるので、ここでとくに新しくとりあげるまでもない。しかしながら、ランプ間の到達可否の発見だけを目的とする場合には、都市高速道路網の構成上の特徴を利用することによって、おそらくより少ない計算機メモリーと計算時間とで可能な手法が考えられる。ここでは、これについて2, 3の手法を示している。まず、これまでのべた一般的手法によるもの、ついで都市高速道路網の特徴を利用する手法がのべられる。

(i) 最短距離行列による方法

式(3.4.1)'の最短距離行列 L において $l_{ij} = \infty$ ならばランプ i, j 間は到達不能である。ただし、このために行列 $L^{(1)}$ においては、当初の道路網から閉塞区間が除去されるために直結でなくなる2点間に対しても ∞ を与えておく。なお、閉塞によって新たに到達不能となった流入・出ランプをしるには、閉塞前の最短距離行列を L_0 として、行列 $(L - L_0)$ の ∞ の要素を探せばよい。ただし、この演算では、便宜上 $\infty - \infty = 0$ とする。

ところで、この方法をそのまま利用することの短所は、高速道路網の規模が大きくなると、ランプおよび本線の分合流点数が多くなるために $L^{(1)}$ の要素の数が増加し L を求める演算量がほう大になることである。これを救うための一方法は、探索の必要な流入ランプ（もっと限定していえば流入・出ランプ）に対してだけ、この演算をおこなうことである。探索を必要とする流入ランプは当初の経路行列(式(2.3.6))、もしくは影響係数行列でもよい)において、当該閉塞区間に1（もしくは $\neq 0$ ）なる要素をもつものだけであるから、容易にとり出すことができる。

閉塞後の $L^{(1)}$ はすでに作成されているものとして、この $L^{(1)}$ から探索の必要な流入ランプに対応する行だけを取り出して、当初の順序にしたがって並べた行列を $l^{(1)}$ とすれば、

$$l^{(2)} = l^{(1)} \cdot L^{(1)}, l^{(3)} = l^{(2)} \cdot L^{(1)}, \dots, l^{(n+1)} = l^{(n)} \cdot L^{(1)}$$

これによって式(3.4.1)'と同様の意味をもつ最短距離行列

$$l^{(p)} = l = (l_{ij})$$

がえられる。この演算量は、 $L^{(p)} = L$ を求める場合の量をこえないことは明らかである。なお、到達可否だけを知るには、行列 $L^{(1)}$ の要素を0, 1で表わし、 $\{0, 1\}$ 集合に対するブール演算をおこなっていけばよいが、演算回数にかわりはないといえよう。

(ii) 高速道路の本線分合流点を利用する方法²¹⁾

本線分合流点によって本線を区間に分割する。この区間を便宜上大区間とよぶこととする。まず、区間(大区間ではない)閉塞によって新しく到達不能となった本線分合流点の組を見つける。これは区間閉塞の前後において、本線分合流点に関してさきの行列 L と同様に本線分合流点間の最短距離行列をつ

くることによって容易である。ただし、 $L^{(1)}$ の作成に際しては直結する大区間が複数である場合には、そのうち1本以外の区間の中間に適当な分割点を置き仮想分合流点とみなす。閉塞によって新しく到達不能となった分合流点の組を (p', q') とする。

点 p' から q' へ到達不能であれば、点 p' に入る大区間の流入ランプから、点 q' から出る大区間上の流出ランプへは到達不能であることは明らかである。図-3.4.4にこの状況を示す。すなわち、すべての本線分合流点に関して流入ランプ、流出ランプを分類しこれをつぎのような行列で表示する。

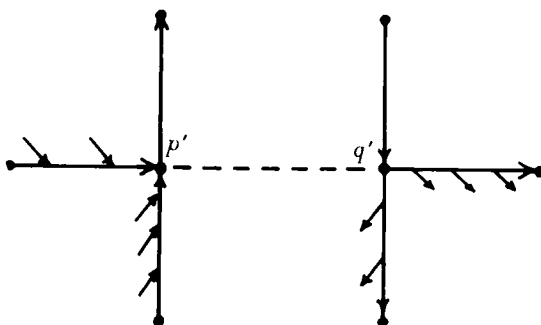


図-3.4.4 到達不能分合流点 (p', q') と到達不能ランプ

$$S_1 = (s_{pi}^1), p = 1, 2, \dots, f, i = 1, 2, \dots, r$$

$$S_2 = (s_{qj}^2), q = 1, 2, \dots, f, j = 1, 2, \dots, k$$

ここに、 f は本線分合流点の数、 r, k は流入、流出ランプ数であって

$$s_{pi}^1 = \begin{cases} 1 & \text{; 流入ランプ } i \text{ が点 } p \text{ に入る大区間内にあるとき} \\ 0 & \text{; それ以外のとき} \end{cases}$$

$$s_{qj}^2 = \begin{cases} 1 & \text{; 流出ランプ } j \text{ が点 } q \text{ から出る大区間内にあるとき} \\ 0 & \text{; それ以外のとき} \end{cases}$$

点 p' から q' への到達不能のために到達不能である流入ランプ、流出ランプの組は、形式的に、要素0, 1から成る r 行、 k 列の行列

$$Z' = \sum_{(p', q')} (s_{p'}^1)^T (s_{q'}^2) = (z'_{ij}), \begin{cases} s_{p'}^1 : S_1 \text{ の } p' \text{ 行ベクトル} \\ s_{q'}^2 : S_2 \text{ の } q' \text{ 行ベクトル} \end{cases} \quad (3.4.8)'$$

をつくれれば、 $z'_{ij} = 1$ で表わされる。 $\sum_{(p', q')}$ は閉塞後に生じた到達不能の点 p', q' についての和をとることを意味しており、 i は流入ランプ、 j は流出ランプである。

Z' は、閉塞によって新たに生じた本線分合流点間の到達不能によって定まるランプ間の到達不能

を示す。この他に、閉塞区間を含む大区間（図－3. 4. 5）内のランプに対しては、特別な吟味が必要である。この大区間の上、下流端の点を q_0, p_0 とすると、つぎのことがいえる。

点 p_0 から（あるいは点 q_0 へ）到達できるか否かにかかわらず

(a) p_0 に入る大区間にある流入ランプのうち

閉塞区間の上流にあるランプ（図－3. 4. 5

(a)）からは、閉塞区間を経由してゆかなければ

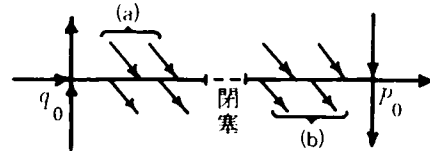
ならないようなすべての流出ランプに

対して到達不能である。

(b) q_0 から出る大区間にある流出ランプの

うち、閉塞区間の下流にあるランプ（図－

3. 4. 5 (b)）へは、閉塞区間を経由してこなければならないようなすべての流入ランプから到達不能である。



図－3. 4. 5 閉塞区間を含む大区間内のランプ

注) (a)から閉塞区間以遠へは到達不能

(b)へは閉塞区間以遠から到達不能

(a), (b)のような到達不能のランプの組の一部分で Z' に含まれていない部分は、点 p_0 から（あるいは点 q_0 へ）到達不能であるような他の点 q から出る（あるいは点 p へ入る）大区間にある流出（流入）ランプに関するものである。まず、閉塞後における点 p_0 から（あるいは点 q_0 へ）の到達の可否にかかわらず、上の(a), (b)のようなランプの組を機械的にみつめるアルゴリズムをつくる。

当初の経路行列（式（2. 3. 6）で示される R_i ）から、閉塞区間 h に対する列を取り出し、つぎのように行列表示しておく。

$$R(h) = (\tau_{i,h})^T, \quad r \times k \text{ 行列}$$

ただし、流入ランプを行に、流出ランプを列にそれぞれ並べ、並べ方の順序はさきの S_1, S_2 のそれと同じにしておく。また、 h は閉塞区間の番号を示す。 $\tau_{i,h}$ は、当初の経路行列 $R_i = (\tau_{ij,h})$ の第 h 列ベクトル

$$\tau_{i,h} = (\tau_{i1,h}, \tau_{i2,h}, \dots, \tau_{ik,h})^T, \quad i = 1, 2, \dots, r$$

であって、流出ランプ数だけの要素から成る。

一方、行列 S_1 の第 p_0 行ベクトル、 S_2 の第 q_0 行ベクトルをそれぞれ $s_{p_0}^1, s_{q_0}^2$ とする。ちなみに、行ベクトル $s_{p_0}^1$ には点 p_0 に入る大区間の流入ランプ、 $s_{q_0}^2$ には点 q_0 から出る大区間の流出ランプが、ともに1なる要素で表わされている。さて、 r 行、 k 列の行列

$$\text{diag}(s_{p_0}^1) R(h) = Z'' = (z_{ij}'') \quad (3.4.8)''$$

$$R(h) \text{diag}(s_{q_0}^2) = Z''' = (z_{ij}''') \quad (3.4.8)'''$$

を作ると、 $z_{ij}'' = 1$ は、図-3.4.5に示した流入ランプ(a)から到達できないすべての流出ランプを示し、 $z_{ij}''' = 1$ は、同じく流出ランプ(b)へ到達できないすべての流入ランプを示している。

なお、念のために、点 q_0 と p_0 との間にあって、閉塞区間に関して同じ側（上流側，下流側）にある流入・出ランプ相互間の到達可否については、ここで新たに吟味する必要がない。すなわち、同時に他の大区間で閉塞がおこることはないという前提をおいているのであるが、 q_0 と p_0 との間の唯一の閉塞によっては p_0 から q_0 への到達可否（もし、必要とすれば、これだけである）は閉塞以前とかわることがないからである。他のいくつかの大区間で同時に閉塞がおこる場合については、それら大区間内の上記のような流入・出ランプ相互に対して吟味が必要であるが、ここでは区間閉塞は唯一つの場合を扱った。

さて、閉塞によって新たに生じた到達不能の流入・出ランプの吟味は以上によってすべてつくされている。すなわち、到達不能な流入・出ランプの組は、行列 Z' 、 Z'' 、 Z''' の少なくとも一つにおいて、1なる要素によって示されている。結局、新たな到達不能流入・出ランプは、行列

$$Z^0 = Z' + Z'' + Z''' = (z_{ij}^0) \quad (3.4.9)$$

の要素 $z_{ij}^0 = 1$ なる流入ランプ i ，流出ランプ j である。ただし、式(3.4.9)において $+$ は $\{0, 1\}$ 集合に対するブール演算であって

$$0 + 0 = 0, \quad 1 + 0 = 0 + 1 = 1 + 1 = 1$$

である。

なお、迂回ルートのある流入・出ランプの組は、実数演算による行列、

$$Z = R(h) - Z^0 = (z_{ij}) \quad (3.4.10)$$

において、 $z_{ij} = 1$ なる流入ランプ i ，流出ランプ j の組であることは明らかであろう。ちなみに $R(h)$ は当初の最短経路が区間 h を通過していた流入・出ランプの組を示し、 Z^0 はそのうち迂回ルートのないランプの組を示しているからである。

このアルゴリズムは一見複雑に見えるが、本線分合流点間の最短距離行列の演算は、少ない要素数のために記憶容量，所要時間ともに大巾に節約される上に、 Z の演算は単純であるので、さきの(4)にくらべて効率的であると思われる。ただこの手法は区間閉塞後におけるランプ間の到達可否だけを発見する手法であって、このままではのちにつづく一連の手続きすなわち経路行列の決定等に寄与しない。

(5) 迂回ルートの経路行列

以上のべてきたところにより、区間閉塞後におけるランプ間の到達可否の判定および到達可能な場合の最短経路（ここでは迂回ルートと呼ぶ）の経由する区間の構成が可能である。本項の(1)でのべたように、ここにいう迂回ルートの区間構成手法はいくつかあるので、適宜手法を選択すればよいであ

ろう。

ここでは、(2)、(3)でのべた最短距離行列から迂回ルートを構成する手法について、若干の補足的な考察を行なっておく。

行列 (3. 4. 7) の $T=(t_{ih})$ は点 n_i を出発点とし、他のすべての到達可能点に至る最短経路の tree を示すものであって、 n_i からある一つの点に至る 2 点間の最短経路はこの中に含まれているが、行列 T から直接にこれを取り出すことはできない。迂回ルートは迂回の必要かつ可能な 2 点間の最短経路であるから、指定された 2 点間について最短経路の通る区間を決定すればよいのである。このために、行列 (3. 4. 4) の C_i に着目する。計算例(3)の最後にのべた tree の追跡をおこなうことを考える。

点 n_i から n_j に至る迂回ルートの通る区間をみつめる。行列 C_i において出発点は第 i 行の 0 なる要素からである。出発点が n_i の場合、第 i 行の要素は 0、負もしくは ϕ である。ちなみに、式 (3. 4. 3)' において $k=i$ とおけば、

$$c_{ih}^i = \begin{cases} \min \{ l_{ii}, (l_{ii} + b_{ih}) \}, & b_{ih} \neq \phi \\ \phi & , \quad b_{ih} = \phi \end{cases}$$

しかるに、

$$\min \{ l_{ii}, (l_{ii} + b_{ih}) \} = \begin{cases} l_{ii} = 0, & b_{ih} > 0 \\ b_{ih} & , \quad b_{ih} < 0 \end{cases}$$

n_i からの出発は、 $b_{ih} > 0$ となわち点 n_i から出るアークを通らなければならないことから、出発要素は

$$c_{ih}^i = l_{ii} = 0, \quad b_{ih} > 0$$

である。一般に、0 なる要素は 1 つ以上あるが、このうち同じ列にもう一つ 0 なる要素をもつような列から出発することは、すでに(2)にのべたところから明らかであろう。なお、同一の列には必ず 2 つそしてただ 2 つに限って ϕ でない要素があることはすでにのべた。

以上により、行列 C_i における出発要素が定まった。これを c_{i0}^i とする。以下つぎのステップをたどる。

- (i) 同じ列 h_m を上向もしくは下向きにたどり、 $c_{in}^i h_m$ と同じ値の要素に至る。この要素を $c_{i_{n+1}h_m}^i$ (i_{n+1}, h_m 要素である) とする。ただし、最初は、 $n=0, m=0$ 。
- (ii) i_{n+1}, h_m 要素から水平に移動し他の列に至る。他の列とは、同じ列に ϕ 以外の同じ値の要素 (ただ 2 つである) をもち、かつその要素の一方が i_{n+1} 行にあるような列である (このような列はただ 1 つとは限らず、2 つ以上ある場合には点 $n_{i_{n+1}}$ は分岐点であることを示す。)

- (iii) これらの列の一つを h_{m+1} とする。(他の列がある場合も、以後のステップは同じであるので、一つの列について示すこととする。)(i)にかえて同じステップをくり返す。
- (iv) (i)において $i_{n+1}=j$ となったとき終了する。

以上の追跡の過程でえられた列(上下方向に移動した列)が、点 n_i から n_j に至る迂回ルート
の通る区間(アーク)である。

計算例(3)の最後にのべたように、この追跡過程において同一列内での上下方向の移動は当該列に対応する区間(アーク)を通して他の点に至ることを示し、また同一行内における水平方向の移動は当該行に対応する点を介して2つの区間(アーク)が接続していることを表わしている。実際の追跡例についてはすでに表-3.4.4に示した。

以上によって、指定された2つの点の間の迂回ルートの構成が可能である。この方法が、他の構成法にくらべてより能率的であることは断言できないが、迂回ルートの構成を極めて視覚的におこなうことができる点に一つの特徴があると考えられる。

3-4-3 迂回指示と流入制御・流出指示との併用

迂回指示は、事故等による本線の完全閉塞時だけでなく、部分閉塞あるいは予知できないその他の原因による渋滞発生時にも適用することが可能であり、場合によっては望ましいとも考えられる。何故ならば、迂回指示によって渋滞の拡大あるいはその継続を緩和・短縮できるならば、それだけ渋滞による損失や流入制御量等を減少することができ、施設の有効利用にもつながるからである。しかしながら一方、迂回指示によって迂回路上で新たな渋滞をひきおこすことになれば、その効果は帳消しになるという危険性もある。一般に、迂回交通量は予測できないので、迂回による交通状態の変化は事後的にしかわからない。概念上は、渋滞が極めて著しくかつ迂回ルート上の交通量が比較的少ない場合には、迂回指示によって効果をあげることができるといえよう。たとえば、迂回ルートの存在するランプ間交通量がすべて迂回すると想定して迂回ルート上の全交通量が容量をこえないと予測される場合などには適用可能であると考えられる。しかしながら、上述のように、緊急時における予測は一般には困難でありかつ、迂回はその他のあらたな混乱、たとえば分岐点等における混雑や急激な減速等の原因ともなるので、完全閉塞時以外における迂回指示の適用には十分慎重でなければならない。

このような観点から、迂回指示は原則として完全閉塞時において適用する手法であるものとする。この場合に、流入制御と流出指示が同時に実施される。

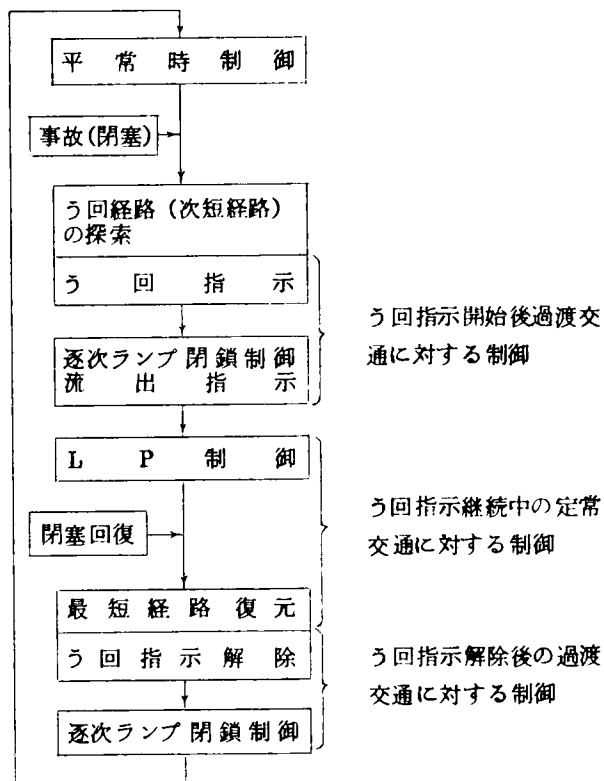
まず、流入制御が、迂回ルートを含む新たな道路網に対して適用される。上述のように、迂回交通量の予測は困難であるために、流入制御は逐次ランプ閉鎖制御方式による事後的制御となる。ところで、迂回指示開始後ある時間が経過すると、迂回交通もある安定した状態に達することがあると考え

られる。このとき、全体の交通量が定常状態であるとみなしうならば、定常交通に対する制御方式すなわちLP制御への切換が可能となろう。迂回指示開始後どのくらいの時間がたてば定常状態になるかの予測は困難であるが、つぎのような時間を一つの目安にすることができよう。すなわち、新しいランプ間最短距離すなわち迂回ルートのうち最長のルートを走行するのに要する時間を採用するのである。これは迂回指示開始時刻の道前までに本線に入った車がすべて目的ランプから流出するまでの最長所要時間である。この時間内の迂回ルート選択挙動は、本線流入前に迂回情報を提供されずに流入した車とすでに情報をうけて流入した車とで必ずしも共通ではなく、不安定であると考えられるからである。さらにもっと重要なこととして、この時間経過の後にはランプ間のODパターンも新たな定常状態に入るとみなしてよいであろうから、これによって影響係数行列の推定が可能となることである。これによって区間交通量の予測が可能となると考えられるのである。

さて、閉塞の回復後は再び平常時制御に復するのであるが、この回復過程で再び過渡的な交通状態におかれる段階があるので、この間はLP制御方式にかわって逐次ランプ閉塞制御方式に依存しなければならない。

以上の各段階の流れを図一3.4.6に示す。

さて、迂回指示に併行して実施する流出指示は原則として、閉塞区間上流の流出ランプで行うとする。すでにのべたように、完全閉塞に際して、これは当然の措置であると共に、放置して停滞列が上流の流出ランプからの流出を妨げる事態にいたるのを防ぐことが大切である。流出ランプの容量が小さい場合には、この容量を制約条件とする逐次ランプ閉鎖制御を適用する。



図一3.4.6 迂回指示と流入制御

3-4-4 迂回に関する利用者意識

これまでにのべてきた迂回指示は利用者に対する物理的および法的な強制をとまなりものではなく、迂回ルートを選択は利用者の判断にまかされている。したがって、迂回に対して利用者がどのような意識をもっているかを知っておくことは、迂回指示に関する基礎的な資料として大切であろう。ただ、意識調査結果は調査項目だけに対する単純な反応にすぎず、調査結果に現われた意識が直接に行動となって現われると期待することは危険である。

迂回に関連する情報としてもっとも重要な渋滞に対する反応の結果は以下のとおりである。流入路入口における行き先渋滞中の表示に対して、一般道への迂回か高速道路利用かの択一では、図-3・²²⁾4・7に示されるように一般道迂回40%に対して高速道路利用が60%となっている、運転を職業としているとする利用者の方が若干高い迂回率を示しているが、大差ないとみてよいであろう。

上の結果は、渋滞の程度を示していない単なる渋滞中の表示に対する回答を求めたものであるが、回答は渋滞に対する各個人の概念にしたがってなされたものであろう。そこで、渋滞長を併記した表示の場合に、迂回を決定する渋滞長はいくらかに対する結果が、図-3・4・²²⁾8に示されている。この図で1は、上述の一般道迂回とする40%、2は高速道路流入とする57%の利用者の結果である。前者の方が後者にくらべて、いわばすなおに迂回する傾向を示しているようである。上記2つの質問に関する回答にある程度の一貫性があるとみてよいである。

しかしながら、これらの結果は、利用トリップ長にも依存するところが大いと考えられるのでこのような面からの分析が大切であろう、表-3・4・²²⁾6は一般道迂回に困惑する理由を示している。他の道を知らない利用者の割合は約8%であるから、大ざっぱに通常約1割は他の道を知らない利用者であるとみてよいであろう。とくにこの種の利用者にとっては、一般道への迂回あるいは流出指示などは困難な問題を含んでいるわけである。

以上は、一般道を迂回ルートとする場合の意識調査結果である。高速道路上のルートへの迂回に関する調査を行えばかなり異なる結果が現われると思われる、推測にすぎないが、高速道路上での迂回、とくに完全閉塞時の迂回の指示は、その表示が適切であるならば、十分その目的を達することができるであろう。

表-3・4・6 一般道迂回に抵抗を覚える理由²²⁾

理由 利用頻度	計	他の道では時間 がかかる	他の道を 知らない	その他と 無回答
全 体	100%	78.5%	7.8%	13.7%
ほとんど毎日利用	100%	81.2%	5.6%	13.2%
週 1 回 利 用	100%	70.0%	13.8%	16.2%
月 1 回 利 用	100%	62.2%	30.0%	4.4%

	一般道へ迂回	予定通り高速道路利用	
合 計 (2,920人)	40.7	57.0	← 2.3%
運転を職業 1としている (1,223人)	45.1	52.2	← 2.8%
運転を職業と 2していない (1,677人)	37.5	60.5	← 2.0%
職業を回答し 3.なかった者 (20人)	35.0	60.0	← 5.0%

図-3.4.7 「本線渋滞中」の表示に対する行動意識 (%)²²⁾

	2 Km 以上	4 Km 以上	6 Km 以上	8 Km 以上	迂回せず	
合 計 (2,920人)	19.5	37.2	20.8	11.9	9.2	← 1.4%
一般道へ迂回す 1ると回答した者 (1,187人)	35.1	45.3	13.3	1.5	1.5	← 0.7%
予定通り高速道 2.路利用と回答し た者(1,665人)	8.6	31.2	25.9	17.5	15.5	← 1.3%
3.無回答者 (68人)	13.2	42.6	25.0	4.4	1.4	10.3

図-3.4.8 表示された渋滞長に対する一般道迂回選択意識 (%)²²⁾

3-4-5 逐次ランプ閉鎖制御と流出指示

(1) 完全閉塞時における適用

この適用原則については、すでにこれまでに考察した。

(2) 部分閉塞時における適用

交通量が少なく渋滞を生じていない場合には、平常時の制御方式でもって対処する。

渋滞を生じている場合には、逐次ランプ閉鎖制御方式を適用する。第一の目的が、できるだけ早く渋滞を解消することにあるからである。これに対して、当該閉塞区間に関係するすべての流入ランプを閉鎖することは妥当でない。たとえば、当該閉塞区間への到達所要時間の長い流入ランプまで閉鎖する場合、この区間に閉鎖効果が現われる前に、直近のランプ閉鎖の効果だけで渋滞が解消してしまうことが考えられよう。また、関係ランプの全面閉鎖は他区間の交通量の急減をもたらすことにもなるので、緊急時とはいえ、このような効率低下はできるだけ避けることが大切である。逐次ランプ閉鎖制御方式はこのような意味で、渋滞の早期解消を目的としつつ、制御の効率をも著しく低下させないという特徴をもっているのである。

さて、逐次ランプ閉鎖制御の適用にあたって、許容流入量をいかなる水準に保つかが重要な第一の点である。これについてはなお問題が残されているが、閉塞地点の疎通量を実際の値より低目にみつめておくこととする。実際の疎通量は現場からの情報もしくは交通量あるいはオキュパンスーなど検知器からの情報によって与えられる。なお、実際問題としては、疎通量情報として、たとえば1車線という情報は不十分であって、実際に計測された情報が必要である。事故の形態如何によって、その地点の走行速度、したがって疎通量が左右されることが多いからである。

つぎに、流出指示の適用については、完全閉塞の場合と異なる事情がある。強制力のある流出指示でなく、原則として流出を推奨する表示を行なうべきであろう。具体的な推奨表示の方法もしくは表示内容については別に検討する必要があるが、当面考えられることは渋滞長さを併示した事故渋滞中の表示を行なう程度である。流出推奨は強制力をもつものでないことは勿論である。

完全閉塞の場合には、すでにのべたように2つの主たる理由によって閉塞区間手前ランプにおける流出指示を原則とした。部分閉塞の場合にはこれによらず、流出推奨表示とする理由はつぎのとおりである。

- (イ) 事故渋滞中とはいえ通行可能であるので、本線走行か手前ランプからの流出かの選択は利用者の判断にまかされるべきであろう。
- (ロ) 手前ランプの流出指示を行なうとしても、流出ランプの容量は一般に小さく、とくに平面街路との接続部にネックがあることが多い。したがって、流出指示による本線渋滞の早期解消は一般には容易でなく、逆に流出指示によって回復がおくれることもないといえない。

い) 一つの基準を設けて流出指示をおこなうことが考えられる。すなわち、渋滞列後尾が手前の流出ランプ分岐点に到達すれば流出指示、到達以前では流出推奨とすることである。しかしながら、この基準にしたがって指示と推奨とを交互に実施することは實際上困難である。すなわち、この基準にしたがって忠実に実行する場合には、分岐点付近において渋滞列後尾が振動することになるので、實際上このような交互実施は不可能である。ある時間間隔で実施するとしても、流出指示に従わなければならない利用者によるトラブルが発生するであろう。さらに、流出指示を実施するための具体的手段の問題も関連することはいうまでもない。

以上の諸理由により、部分閉塞による渋滞中の上流流出ランプにおける措置としては流出推奨表示を原則とする。

3-5 緊急時制御に関する諸問題

本節では、緊急時制御に関連するいくつかの問題を列挙し、若干の考察を加える。緊急時制御方式としての逐次ランプ閉鎖制御、流出指示および流出推奨、迂回指示の順に考察し、最後にその他の問題についてのべる。

ⅰ) 逐次ランプ閉鎖制御

ⅰ) 流入許容水準

渋滞継続中の許容流入量を定める明確な方法はなお今後の問題であるが、一つの基準として渋滞のレベル（オキュパンシあるいは渋滞長など）に応じた許容水準が考えられよう。なお、渋滞解消後は平常時の制御にかえる。

ⅱ) 渋滞解消時刻の予測

ここにいう渋滞解消とは、事故等隘路の処理完了による疎通回復ではなく、逐次ランプ閉鎖制御による解消である。制御開始時刻にすでに本線に流入している交通量は既知であり、また閉塞地点の疎通量は観測によって与えられる。したがって、事故等による閉塞は続くという前提のもとに、たとえば関係ランプを全面閉鎖した場合には解消時刻の予測は容易である。もし、関係ランプにおける単位時間ごとの流入量が比較的長時間にわたって精度よく予測されるならば、将来の制御時点ごとのランプ閉鎖パターンが予測されることになる。したがって、シミュレーション的に解消時刻の予測ができる可能性がある。このような予測は流入量の変動のはげしい非定常時間帯において困難であることはいうまでもない。

一般的にいて、このような予測を行なった結果を、利用者に対するサービス情報とするには不十分にすぎるであろうし、またその重要性も大きいとは考えられない。

ⅲ) 交通パターンの変化

閉塞中あるいは渋滞中の表示およびランプ閉鎖等によってネットワーク全体のODパターンが変化すると考えられる。長時間経過した後は、従来とは別のパターンにおちつくであろうが、この間の交通状態は過渡的なものであるので予測困難である。したがって、この間全体として制御がやゝ不安定な状態におちるおそれがないとはいえない。対処する一つの考え方は、制御条件を幾分きびしくすることであるが、その程度について事前に知ることはできない。

(2) 流出指示および流出推奨

(イ) 流出指示にともなうトラブル

完全閉塞時であっても、現実には強制的に流出させられることによってトラブルが生じることはあり得る。一般道不案内、料金前払い、街路の渋滞などトラブルの原因は多いのである。しかしながら、閉塞解除の時刻が不明である以上、このような区間へ利用者を進入させることを避けることが管制上の立場であるといえよう。仮に閉塞解除の時刻が確実に知らされた場合でも、本線進行か流出かを利用者の選択にまかせることは避けるべきであろう。なぜなら、本線進行を選択する車によって流出ランプへの分流が妨げられることは、そのランプからの流出を目的としおよび選択する車を妨げるからである。

(ロ) 具体的手段

流出指示は強制力をもつものとして考えているので、その具体的手段が問題となる。とくに、指示と推奨との区別が明確であることがもっとも重要である。

強制力としては法的なものと物理的なものの2つが考えられる。法的規制の場合には、本線車線上に交通信号を設置するかもしくは人力によることとなろう。物理的手段としては障害物の一時的な設置による。現状では後者による方法が考えられる。

流出推奨の具体的手段は可変表示標識による。この場合には表示内容がもっとも重要である。さききのべた本線渋滞時における一般道利用の意識調査結果はともかくとして、現実問題として流出推奨に多くの効果を期待することは困難であろう。

なお、流出推奨表示は原則として渋滞区間上流の流出ランプ付近で行なうのであるが、この表示中は少なくとも当該流出ランプの下流渋滞区間にある流入ランプは閉鎖される。これは逐次ランプ閉鎖制御によって事実上行なわれている。

(3) 迂回指示

(イ) 交通パターンの変化

これについては(1)のロ)においてのべた。迂回指示は原則として完全閉塞時に適用することを考えているので、交通パターンの変化はあるていど大きいものと考えなければならない。迂回ルートのないODをもつ車は流入を断念して一般道へまわるか、あるいは当初の予定の流入ランプも

しくは流出ランプを変更することもありうるし、さらにはそのまま流入して閉塞区間手前の流出ランプから流出することも考えられる。事故閉塞通行禁止等の情報は、流入ランプおよび本線上で適宜利用者に提供され、同時にランプ閉鎖・流出指示が適用されるのであるが、これにともなってこの後ある時間にわたって OD パターン、交通量ともに非定常状態にあると考えられる。これにしたがい、制御が幾分不安定となることは避けられないであろう。

迂回指示解除後についても、必ずしも以前の状態に復元するとは限らず また別の状態におちつくまでの過渡期がある。交通状態の区別は一般に不可能である。過渡状態の継続時間を定める一つの目安についてはさきにのべた。

(ロ) 迂回指示にともなう混乱

迂回ルートは一般に高速道路網が密な場合に存在するので、迂回ルート上でいくつかの混乱がおこることが予想される。一つは、迂回ルートに不案内な利用者のひきおこす混乱であって、とくに本線分岐点手前における発生が懸念される。渋滞さらには事故の危険性につながる可能性も皆無とはいえない。

迂回ルート上でさらに別の事故が発生し閉塞に出合う可能性も皆無ではない。このような場合には、利用者はさらに新しい迂回ルートへまわされるか、流出指示に従がわざるをえず、極めて不運な状態におかれる。さきにものべたように、迂回指示の実施は慎重でなければならないわけであって、完全閉塞でなく部分閉塞等による渋滞に対する適用は、その効果は期待されるにしても、十分に検討を要するゆえんである。

(ハ) 迂回指示の具体的手段

流入ランプおよび本線分岐点手前における迂回誘導表示による。表示標識あるいは迂回ルート表示は簡潔にして視認容易で一見して理解できるものであることが重要である。

(ニ) 料金制度との関連

迂回ルートが異なる料金圏にまたがる場合の問題である。迂回指示は強制力をもつものではなく、その選択は利用者にまかされるからとくに問題となることは少ないであろう。ただ、当初の OD を一つの均一料金圏内にもっていた利用者に対しては、迂回ルートが異なる料金圏にまたがることを事前に明確に示すことがもっとも重要である。

(4) 緊急時制御に関するその他の問題

(イ) 可変表示標識

走行速度、通行車線等の規制表示、事故地点等の予告表示、閉塞による通行禁止・渋滞状況、凍結・積雪に対する注意、換気のための表示など必要と考えられる表示項目は多い。迂回誘導表示については上にのべた。

走行速度規則は、とくに事故等による渋滞発生に対し、速度漸減走行による追突事故防止上重要な項目である。路面凍結・積雪・降雨・霧・強風時における速度規制の重要性はいうまでもないであろう。

通行車線規制は、事故・故障車の発生、工事等の際する重要事項であり、事故防止、急激な容量低下防止の上から極めて重要である。具体的には、オーバーヘッド型の車線別信号灯による通常の可変表示標識によるものが考えられる。

可変表示標識で表わしうる文章長さや記号等には限界があるので、簡潔性、即読可能性等の観点から、そのデザインについての研究の余地が残されていると思われる。

(2) 各種の外的条件の変化に応ずる制御

外的条件として気象条件が主として考えられる。路面凍結・降積雪、降雨、霧、風などである。これらに応じた交通制御の基本的な考え方は交通容量の低下量を評価し、これを制御条件とすることである。ただし、それぞれに応ずる交通容量の的確な評価については不明の点が多い。これらの条件の変化は、局地的であり、場合によっては急激でもあるので、予測が困難なことが多い。

(3) 交通制御による排気ガス汚染の制御

都市高速道路だけの問題というより、平面街路を含めた道路交通全体に対する制御の問題である。この中で、都市高速道路がそれ自体の本来の機能を生かしつつ、同時に排気ガス汚染を最小に抑制しうるような交通制御の方法論を確立することは緊急の課題であり、今後の研究にまところが大い。

(4) その他

事故処理の迅速化、事故現場における疎通能力の低下を防ぐための適切な交通整理などにより、疎通の早期回復をはかることが重要である。また故障車等の発生による渋滞も多いところから、非常駐車帯の適切な間隔での設置は渋滞防止上有効であり、さらに関連事故の防止にも有効である。

3-6 結 語

緊急時制御に関連して、まず阪神高速道路における事故発生件数、渋滞原因別渋滞件数、事故の影響等を概観し、つぎに、交通流の監視手段および交通情報による制御水準、交通情報の検知誤差の問題にふれた。緊急時の管制手法としての流入制御、迂回指示および流出指示・推奨について考察し、最後に問題点をあげた。

まず、事故、渋滞発生の実績は、全体として高速道路利用交通量の急増について著しい増加を示している。原因別の渋滞発生件数では、自然渋滞について事故渋滞、その他渋滞等となっており、その

他渋滞の中には、事故発生時にその反対側の車線において発生する渋滞が含まれていることは注目される。事故発生時に車線が閉塞された場合には、通常1車線閉塞がほとんどであるが、まれに全車線閉塞が生じている。

交通流監視手段に関連して、従来の阪神高速道路における事故発見手段は、非常電話によるものが約60%、ついでパトロールカー30%である。つぎに、一般的にオキュパンシー（時間）による制御水準は、オキュパンシー20%は制御上の重要な一つの注意水準、30%は緊急流入制御の水準である。渋滞原因が事故によるものと判明すれば、20%もしくはそれ以上のオキュパンシーで緊急に流入制御を実施する。交通量の検知誤差は通常高々数%であることが示された。

緊急時の流入制御は原則として逐次ランプ閉鎖制御方式を採用する。迂回指示については、原則として完全閉塞時にのみ適用すると考え、このために必要な迂回ルートの探索アルゴリズムが研究され、また、高速道路網の本線分合流点を利用する迂回ルートの有無の探索法が考察された。

流出指示・推奨については、都市高速道路および利用者の特性からして完全閉塞時にのみ当該閉塞区間の手前ランプから流出することを指示し、その他の場合には推奨方式とすることと結論した。

緊急時制御に関連する諸問題については前節3-5にのべたが、項目を再記すればつぎのとおりである。

1) 流入許容水準、2) 渋滞解消時刻、3) 緊急時制御にともなう交通パターンの変化、4) 流出指示にともなうトラブル、5) 流出指示・推奨の具体的手段、6) 迂回指示にともなう混乱の発生、7) 迂回指示の具体的手段（誘導標識のデザインなど）、8) 迂回指示と料金制度、9) 気象条件等の変化に対する交通制御、

参 考 文 献

- 1) 片倉正彦；区間でとらえた交通流の交通量，密度，速度とその関係，土木学会第23回年次学術講演会講演概要，第IV部門，昭和43年10月
- 2) 片倉正彦，鍋島泰雄；区間でとらえた交通流特性の一調査方法について，土木学会第28回年次学術講演会講演概要集，第4部，昭和48年10月
- 3) 明神証，井上矩之；交通計測法に関するシミュレーションによる考察，第10回日本道路会議一般論文集，昭和46年11月
- 4) 阪神高速道路公団；阪神高速道路の交通管制システム，昭和48年3月
- 5) 井上矩之；都市間高速道路の交通管制に関する基礎的研究，京都大学学位論文，昭和48年11月
- 6) 高速道路調査会交通工学研究会交通流監視制御研究班；高速道路の交通流監視制御装置に関する研究報告書，昭和46年2月
- 7) 高速道路調査会；阪神高速道路の交通管制方式に関する技術的方法論の研究報告書，昭和43年3月
- 8) 阪神高速道路公団；阪神高速道路大阪池田線堂島区間交通流調査，昭和43年9月
- 9) 阪神高速道路公団大阪管理部交通管制企画室；阪神高速道路における交通流特性，阪神高速道路交通管制技術委員会提出資料，昭和46年1月
- 10) 上掲6)
- 11) 阪神高速道路公団；阪神高速道路の交通流調査報告書（交通容量・交通衝撃波），昭和44年7月
- 12) 池之上慶一郎；米国でのフリーウェイオペレーションの近年の動向から，交通管制に関する参考文献集，阪神高速道路公団，昭和44年7月
- 13) 上掲6)
- 14) 米谷栄二，明神 証；交通量計測の一誤差について，昭和46年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，昭和46年5月
- 15) 米谷栄二，明神 証，辻明男；ループ検知器のスキニングサイクルと交通量計測誤差，第10回日本道路会議一般論文集，昭和46年10月
- 16) Dantzig ; Linear Programming and Extensions, Princeton Univ. 1963
- 17) Berge ; The Theory of Graphs and its Applications, Methuen, 1962
- 18) たとえば，深尾 毅；システム理論入門，昭晃堂，昭和47年6月

- 19) 米谷栄二，明神証，小河保之；高速道路網における緊急時迂回ルート探索に関する一考察，昭和44年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，昭和44年5月
- 20) 米谷栄二，明神 証，小河保之；都市高速道路網の緊急時迂回指示について，第9回日本道路会議一般論文集，昭和44年10月
- 21) 佐佐木綱，明神証；都市高速道路網における緊急制御の一手法について，土木学会第24回年次学術講演会講演集，第4部，昭和44年9月
- 22) 阪神高速道路公団；阪神高速道路道路情報板効果調査及び迂回路アンケート調査報告書，昭和48年3月

第4章 合流部の交通性状と制御

4-1 概 説

一般道路、高速道路のいずれにおいても、いわゆる隘路部の交通特性ならびに交通処理方策は交通工学における古くからの研究対象の一つである。隘路部としては、交差点、分合流部、曲線部、坂路、トンネル、橋梁など数多く、従来から円滑な交通の維持および交通事故防止を目的として調査・研究が行なわれてきた。

本章では、都市高速道路の合流部における交通性状および交通制御について考察する。この合流部は大別してランプと本線との合流部（ランプ合流部）、本線相互の合流部（本線合流部）とされる。この面の研究は、ランプ合流部を対象とするものが圧倒的に多い。ランプ合流部の交通性状に関する研究の多くは、待ち行列理論の応用を中心とするもの^{1), 2)}、シミュレーションによるもの^{3), 4)}である。交通容量だけでなく、合流にともなう各種の現象、たとえば速度変化、車線変更などを把握できるという点で、シミュレーションによることの実用的な意義は大きい。

本線合流は通常Y型合流と側方型合流とにわけられる。基本的な相異は、原理的に、Y型にはいずれの方向からの合流にも通行の優先権といったものがないのに対し、側方型の場合にはいわゆる通過本線上の流れが優先する点にある。したがって、側方型に対しては、ランプ合流部の現象把握と同様の方法によるアプローチが可能と思われるが、Y型の場合には、たとえば待ち行列理論の直接の応用などは困難とみられる。實際上、ランプ合流部がより重要であるという理由のほかに、このような困難さの故もあって、ランプ合流部の研究にくらべて本線合流に関する研究は少ない。わが国の都市高速道路において行なわれた調査研究としては、首都および阪神高速道路におけるもの^{5), 6)}、松尾⁷⁾によるモデルがあげられる。

合流部の交通制御に関して、ランプ合流部の制御の代表的なものは、米国において実施されているランプメタリング⁸⁾である。主としてランプ合流部の上流付近におけるオキュパンシーもしくは車頭間隔が制御情報としてもちいられる。本線合流部における制御についての研究もしくは実際例は少ないようである。

本章では、第2節において合流部の交通性状をシミュレーションによって解析し、第3節では本線合流部のうち、主としてY型合流部を対象として、シミュレーションおよび流体力学的アプローチをおこなっている。第4節では第2章においてえた結果をもとにしてランプ合流部における制御方式を検討している。第5節は主として第3節での検討をもとにした本線合流部の制御に関する考察を含んでいる。

4-2 シミュレーションによるランプ合流部交通性状の解析

4-2-1 概 説

待ち行列理論の応用を中心とする確率モデル等によっても合流部の容量や流入待ち台数などに関して有用な結果がえられるのであるが、たとえば合流に起因する速度低下などは、この種のいわば静的なモデルでは把握し難い。本節では、容量、待ち台数などの他に、速度低下現象をも明らかにすることを目的としてシミュレーションを行なう。

合流現象がとくに運転者の各種判断を含むものであるために、このモデル化には極めて困難な要素が多い。幾多の要素とその相互関連が適切に内包されたモデルを構成するには入念な観測とその処理とが必要である。仮りに、必要と思われる基礎資料をえたとしても、モデル構成の過程でその相互関係を規定するには、別の困難を伴うであろう。

本シミュレーションモデルは、この種の困難をさけて基本的には運転者の反応時間を考慮した安全車頭間隔と速度との関係をもちいている。

この種のモデルは、その結果を観測結果と対比して是非を検討しなければならないことは言うまでもない。結論的にいえば、本モデルは、合流車の合流位置の分布など必ずしも現象的でない点を含んでいるように思われるが、合流部の容量推定、速度低下については観測あるいは経験にもとづく推定に対してほぼ妥当とみてよい結果をえている。大胆な表現であるが、結果の一応の妥当性という点からして、たとえば合流位置の分布は二次的な重要性をもつにすぎないかもしれない。

4-2-2 モデルの構成

(1) 対象区間

図-4.2.1に示す。本線は2車線でいずれも $(200\text{ m} + L + 50\text{ m})$ の長さの区間、流入ランプについては、加速車線長 L とその上流 200 m は合流待ち行列の成長をみるために設定している。

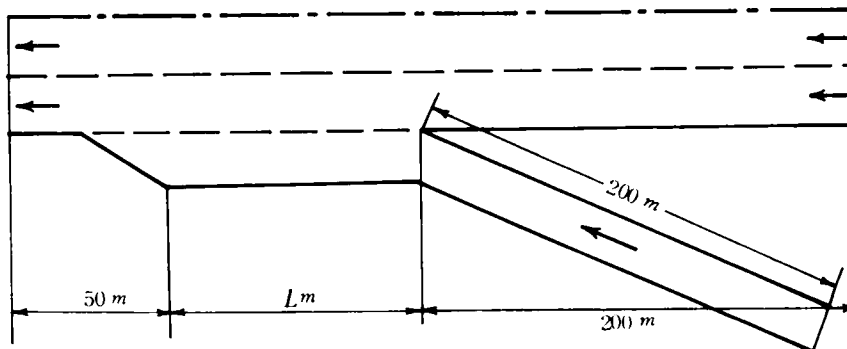


図-4.2.1 対象区間

のちにのべるように、加速車線長 L は 70, 120, 160, 200 (m) の各々についてシミュレーションを行なっている。200 m という加速車線長は都市高速道路における現状の 100 m 前後に比べてかなり大きいと思われるが、加速車線の長さの効果を検討するためのものである。

(2) ブロックチャート

図-4.2.2 に示す。順をおって各ブロックの概要を説明する。

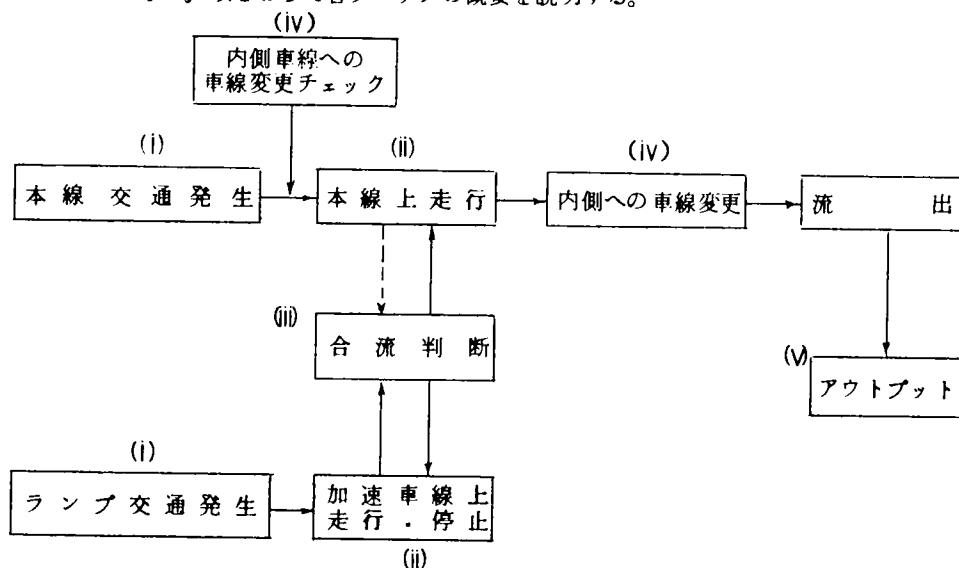


図-4.2.2 ブロックチャート

(1) 交通発生

(i) 本線交通発生

発生地点：ノーズ端より上流 200 m，本線対象区間入口である。

車線分布：内側車線；外側車線＝60：40および80：20の2つの割合を仮定する。ただし、内側車線利用交通量は最大 2,400 台/時とし、超過する分は外側に加えて流す。

2,400 台/時は現実に観測される 1 車線最大交通量である。

発生間隔：フェーズ 2 のアーラン分布を仮定する。ただし、分布の両端 10 % は除く。極端に長いおよび短い車頭時間を除外している。

速度：希望速度および発生時の初速度 2 つを与える。

希望速度は観測結果にもとづいて、

内側車線＝平均 85 km/h，分散 $10^2 (\text{km/h})^2$

外側車線＝平均 70 km/h，分散 $10^2 (\text{km/h})^2$

のそれぞれ正規分布で与える。ただし極端な高速、低速を排除するためにいずれも

3σを外れる速度は除外する。発生時の初速度は、たとえば極めて短い車頭時間
 間隔で発生した後続車が高速であれば追突を生じることになるので、先行車との
 距離を考慮した本線走行モデルにしたがって与えることとする。希望速度を与える
 理由は、車頭時間間隔の大きい車は希望速度で走らせるため、およびより希望速度
 にちかい速度で走行するための車線変更判断を行なわせるためである。

(F) ランプ交通発生

発生地点：ノーズ端より上流200 m、ランプ対象区間入口。

発生間隔：フェーズ2のアーラン分布を仮定する。

速 度：40 km/hの一定速度、比較検討のため2、3のケースについて50 km/hを与
 6)
 える。観測結果は平均約40 km/hでばらつきは極めて小さい。なお、本線、ランプ
 ともに車種は大型、小型の2種類とし、構成比率は大型10%としている。ただ、
 本シミュレーションではこの比率をかえて、大型車の影響を吟味することはしてい
 ないので、単に10%の比率を与えたにとどまっている。

(ii) 走 行

本線上および加速車線上の走行ルールはつぎのとおりである。

(i) 本線走行

安全車頭距離を考慮に入れた次式により走行させる。計算の便宜上、先行車を*i*、上流から下
 流にむかって距離座標*x*をとり、後続車を*i+1*なる添字で示すことにする。

$$x_i(t-T) - x_{i+1}(t) \geq c_{i+1}v_{i+1}(t) + S_{i+1}(T) + L_i - c_i v_i^2(t-T) \quad (4.2.1)$$

T : 車*i+1*の運転車の反応時間

L_i : 車*i*の長さ

c_i, c_{i+1} : 制動減速度に関係する定数

$S_{i+1}(T)$: 時間*T*の間の走行距離

ただし、通常の本線上走行時には $T=1$ 秒、また $c_i = c_{i+1} \equiv c$ (すべての車について一定)
 とする。車長は大型車10 m、小型車6 mとする。 $S_{i+1}(T)$ は次式による。スキヤニングサイクル
 を $\Delta t = T/2$ 、スキヤニング間の加減速は一定として

$$S_{i+1}(T) = \left\{ v_{i+1}(t-T) + v_{i+1}(t-T/2) \right\} T/4 \\ + \left\{ v_{i+1}(t-T/2) + v_{i+1}(t) \right\} T/4 \quad (4.2.2)$$

式(4.2.1)と(4.2.2)からえられる最大速度を $v_{i+1}(t)_{\max}$ とすると $v_{i+1}(t)$ は

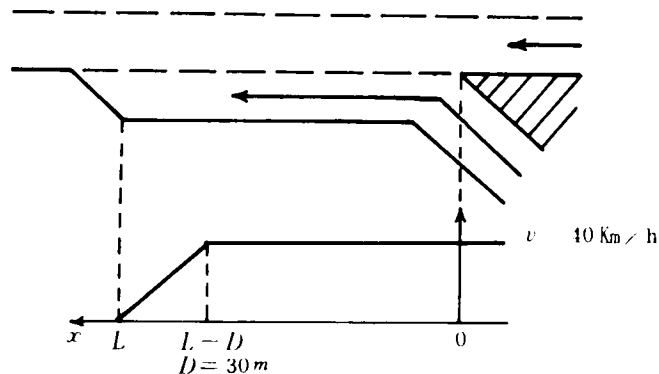
$$0 \leq v_{i+1}(t) \leq \min. \left\{ v_{i+1}^0, v_{i+1}(t)_{\max} \right\}$$

の間で、可能な加減速を考慮して決定する。ただし、 v_{i+1}^0 は発生時に与えられる(*i+1*)の

希望速度である。加減速性能については後にのべる。

(ロ) 加速車線走行

発生点から一定速度 40 km/h で等速走行させ、加速車線末端から一定距離 D の点に達して減速し、末端にいたれば停止させる。ただし、 40 km/h 以下の低速走行中にも本線への合流可否を判断している。



図一 4. 2. 3 加速車線上の走行速度

(iii) 合流判断

合流しようとする車は基本的には本線外側車線上の直前の車（直前車とよぶ）および直後の車（直後車とよぶ）に対して安全を確認して合流するものと考えて、式（4. 2. 1）と同様の式を基礎にする。

(イ) 直前車に対する判断

$$x_j(t-T) \leq x_i(t-T) + cv_i^2(t-T) - L_i - S_j(T) - cv_j^2(t) \quad (4. 2. 3)$$

T : j 車の反応時間 = 1 秒

ならば直前車 i に対して合流可能とする。合流車 j は仮想的に本線上で常に加速しようとしているとし、 T 秒間加速して速度を $v_j(t)$ としたとき直前車に対して安全であるか否かを判断することになっているのである。したがって、 α を加速度として

$$S_j(T) = Tv_j(t-T) + \alpha T^2/2$$

$$v_j(t) = v_j(t-T) + \alpha T$$

式（4. 2. 3）から計算上の最大加速度を求め、実際に可能な加速度（後述）と比較する。なお、減速合流はないものと仮定している。

(ロ) 直後車に対する判断

合流しようとする j 車は直後車 $i+1$ に対して「直後車は等速走行している」と判断することを仮定する。この仮定の理由は、直後車の速度の増減状態を明確に判断することが實際上困難で

あると共に、実際上微少と考えられるその加速度を判断させることは微細にすぎて必ずしも効果は大きくないと考えからである。むしろ合流区間では直後車は加速車線上の合流車 j を認めて少なくとも加速はしないと考えるのが实际的であろう。直後車が減速している場合には上の仮定は、合流の安全性に関しては安全側にある。合流車 j が突発的な原因によって急停止を余儀なくされたとき、直後車による追突を避けうるためには

$$x_j(t-T) \geq x_{i+1}(t-T) + cv_{i+1}^2(t) + S_{i+1}(T) + L_j - cv_j^2(t-T) \quad (4.2.4)$$

ただし、上の仮定により

$$v_{i+1}(t) = v_{i+1}(t-T)$$

$$S_{i+1}(T) = Tv_{i+1}(t-T)$$

であればよく、このとき直後車に対して合流可である。ここで、 T は直後車 $i+1$ の反応時間であって、 $i+1$ は合流車 j の存在のためにその反応はより敏速であるものとみなすこととして $T=0.5$ 秒なる値を仮定する。なお、(イ)、(ロ)は $v_j \neq 0$ のときにもちいる判断である。

イ) 加速車線上で停止した車の合流

この場合には、直前車に対する判断式 (4.2.3) は事実上不要である。

停止車 j の速度 $v_j = 0$ であるから、直後車に対して

$$x_j(t-T) \geq x_{i+1}(t-T) + cv_{i+1}^2(t) + S_{i+1}(T) + L_j \quad (4.2.5)$$

作爲的に停止車 j にやゝ強引な合流を許すこととして、このような停止車 j が存在する場合に直後車は自然減速程度の減速走行状態にあるものと仮定しておく。すなわち式 (4.2.5) で

$$v_{i+1}(t) = v_{i+1}(t-T) + \alpha'T$$

$$S_{i+1}(t) = Tv_{i+1}(t-T) + \alpha'T^2/2$$

$$\alpha' = -0.5 \text{ m/sec}^2$$

をもちいることとする。このようなやゝ強引な合流によってシミュレーション中で追突がおこる可能性は皆無とはいえないが、仮想的減速度が上記のように極めて小さいので結果的には追突は生じていない。

Ⅳ) 本線外側車線上の車の内側車線への車線変更

本線外側車線上を走行中の車が内側車線への車線変更を希望するのは

①内側車線に移行した方が減速を強いられずに走ることができる。

②その方がより高速で走ることができる。

のいずれかの場合であるとする。実際現象として、本線車は合流部上流側で予め内側車線に移って走行するのであるが、これについては、発生時の車線分布をあたえることによって対処すること

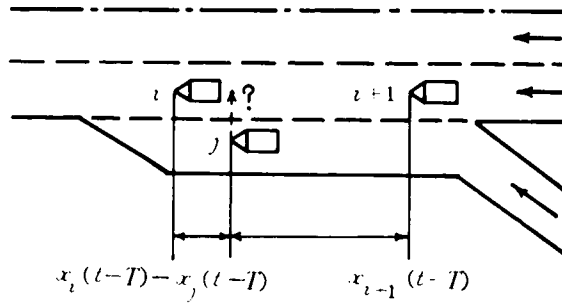


図-4.2.4 合流車 j の直前車 i に対する判断

ととする。

対象区間を3区間にわける。すなわちノーズ端より上流200mの区間、ノーズ端から加速車線下流端の間および加速車線下流端から対象区間出口までの区間である。

まず、ノーズ端から加速車線下流端の間での車線変更判断が重要であるのでこれについて説明する。図-4.2.5に示すように、合流車 j が合流してきた場合について、直後車 $i+1$ に内

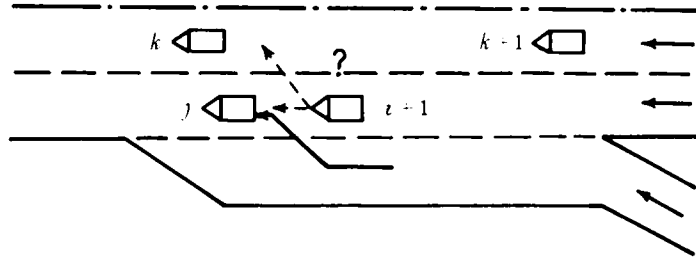


図-4.2.5 本線外側車の車線変更判断

側への車線変更判断を行なわせる。

$$x_j(t-T) - x_{i+1}(t-T) \geq cv_{i+1}^2(t) + S_{i+1}(T) + L_j - cv_j^2(t-T) \quad (4.2.6)$$

T は $i+1$ の反応時間であって、式(4.2.4)で仮定した値0.5秒をとる。

$$S_{i+1}(T) = Tv_{i+1}(t-T) + \alpha T^2/2 \div Tv_{i+1}(t-T)$$

で近似することとして

$$cv_{i+1}^2(t) \leq x_j(t-T) - x_{i+1}(t-T) - Tv_{i+1}(t-T) - L_j + cv_j^2(t-T) \quad (4.2.7)$$

$$T = 0.5 \text{ 秒}$$

内側車線上の直前車 k に対しても同様に

$$cv_{i+1}^2(t) \leq x_k(t-T) - x_{i+1}(t-T) - Tv_{i+1}(t-T) - L_k + cv_k^2(t-T) \quad (4.2.8)$$

ただし、内側車線上の直前車 k に対しては $T=1$ 秒とする。合流車 j に対する反応と比較して、本線車に対しては反応がおくれるものとみなしている。

式 (4.2.7), (4.2.8) の右辺をそれぞれ X_1 , X_2 とすれば

$$\left. \begin{array}{l} X_1 \leq X_2 : \text{車線変更希望する。} \\ X_1 > X_2 : \text{車線変更希望せず} \end{array} \right\} \quad (4.2.9)$$

と判断する。これは、 $X_1 \leq X_2$ ならば式 (4.2.7) よりも式 (4.2.8) による最大速度の方が大きいからである。

式 (4.2.9) で $X_1 \leq X_2$ で内側車線に車線変更を希望する場合には直後車 $k+1$ に対する可否のチェックが必要である。ここでは、さきにランプからの合流車 j が合流に際して行なったと同じ判断を行なうこととする。式 (4.2.4) にならって

$$x_{i+1}(t-T) \geq x_{k+1}(t-T) + cv_{k+1}^2(t) + S_{k+1}(T) + L_{i+1} - cv_{i+1}^2(t-T) \quad (4.2.10)$$

ただし、式 (4.2.4) と同じ仮定

$$T = \text{内側車線の直後車 } k+1 \text{ の反応時間} = 0.5 \text{ 秒}$$

$$v_{k+1}(t) = v_{k+1}(t-T)$$

$$S_{k+1}(T) = Tv_{k+1}(t-T)$$

とする。式 (4.2.10) ならば $i+1$ は内側に車線変更し、かつその速度は式 (4.2.8) による計算上の最大速度 $\sqrt{X_2/c}$ 、加速度を考慮した実現可能な最大速度および発生時に与えられた希望速度の3つのうち最小値をとる。

式 (4.2.9) で $X_1 > X_2$ のときまたは式 (4.2.10) が成立しない場合には内側への車線変更はない。車線変更がない場合の $i+1$ の速度は、式 (4.2.7) による最大速度 $\sqrt{X_1/c}$ 、実現可能な最大速度および希望速度のうち最小値をとる。

以上は、ノーズ端から加速車線下流端までの間で合流がある場合の直後車 $i+1$ の車線変更ルールである。この他に通常の本線走行中の車線変更がある。たとえば、本線上のノーズ端の上流 200 m 区間における車線変更である。変更は外側車線から内側むきだけと考えてよい。ルールは式 (4.2.7), (4.2.8), (4.2.9) および (4.2.10) と同じ形式である。ただし、式 (4.2.7) の $T=0.5$ 秒は対合流車反応時間であるので、これを対本線車反応時間 $T=1$ 秒におきかえる。式 (4.2.10) における仮定値 $T=0.5$ 秒はそのままとする。

(M) アウトプット

(i) 合流区間内5断面 ($x=0, L/4, 2L/4, 3L/4, L$) における本線車の断面速度

(ロ) 区間速度：対象全区间（発生地点～出口） $200 + L + 50 \text{ m}$ の間の平均速度（本線車，合流車別）

(ハ) 合流待ち停止台数の推移

(ニ) 合流位置の分布

(ホ) 合流実現車頭時間

(VI) 入力データその他

(イ) 加速度

小型車に対して，速度を3クラスにわけ，それぞれについて下表に示す最大加速度を与える。

表－4.2.1 シミュレーションにおける加速性能（小型車）

速 度 (Km/h)	～40	40～70	70～
加 速 度 (m/sec^2)	4.0	2.5	1.5

この値は表－4.2.2に示す乗用車の発進加速性能をもとに作成したものである。

表－4.2.2 乗用車の発進加速性能 (m/sec^2)

Km/h 車種	0～20	20～30	30～40	40～50	50～60	60～70	70～80	80～90	90～100	平均
1	4.3	4.0	3.1	2.0	2.5	2.1	1.4	1.3	1.3	2.4
2	4.6	3.1	3.1	2.8	2.8	2.5	2.3	1.7	1.6	2.7
3	4.3	2.1	3.1	1.9	1.0	1.2	0.8	0.6	0.5	1.7
4	5.1	1.1	1.7	1.2	1.0	0.8	0.6			1.6
5	4.6	3.5	2.8	2.5	2.8	2.1	1.9	1.5	1.3	2.6
6	4.3	3.5	3.5	3.5	2.5	2.3	2.1	2.1	1.6	2.8
7	4.0	3.5	3.5	2.8	2.1	2.5	2.0	1.5	1.3	2.6
8			2.8	3.1	2.1	2.0	1.5	1.4	1.3	2.0
9	4.3	3.5	3.1	2.5	2.1	2.1	1.7	1.6	1.3	2.5
10	2.9	2.5	2.1	1.6	1.2	0.9	0.7			1.7
平均	4.3	3.0	2.9	2.4	2.0	1.9	1.5	1.5	1.3	2.3

（東京大学生産技研 平尾研究室による）

したがって，表－4.2.1は発進加速とみなさなければならず，厳密には停止合流車の加速度として採用することが望ましいが，その他の場合の加速としても表－4.2.1の値をもちいることとする。詳細に規定した加速性能をもちいることは，本シミュレーションの場合，複雑さを増す割りに

必ずしも有用な結果を生まないと判断するからである。

なお、大型車の加速性能は表-4.2.1の $1/3$ とする。これは通産省機械技術研究所による平均的な値である。

ロ) 制動減速度

最大制動減速度を $r=5 \text{ m/sec}^2$ とする。文献 10) をもとに計算した値である。これをもちいて、式 (4.2.1) ~ (4.2.10) における $c=1/2 fg=1/2r=1/10$ である。小型車、大型車による区別をしないこととする。

ハ) 交通量と車線分布

本線交通量：2,500, 2,800, 3,100, 3,400 (台/時/2車線)

ランプからの合流交通量：600, 800, 1,000, 1,200 (台/時)

車線分布に関してはさきにのべたとおり、発生地点において原則として外側車線40および20%の2つの仮想的な値をもちいる。ただし、これによって内側車線交通量が、単路部において流れることが観測されている1車線最大交通量2,400台/時¹¹⁾をこえる場合には、その超過分は外側車線に加えて発生させる。なお、合流部上流付近における交通量の車線分布に関する2,3の観測結果を図-4.2.6~4.2.8に示す。図-4.2.6, 4.2.8は本線相互の合流で通過本線(守口線, 1号線)への側方からの合流(森小路線, 環状線)であり、図-4.2.7は側方ランプ(豊中南)と本線(大阪池田線)との合流である。これによってもわかるとおり、車線分布は、本線合流とランプ合流とで大きく異なり、その他交通量レベルによる変化や合流部固有の

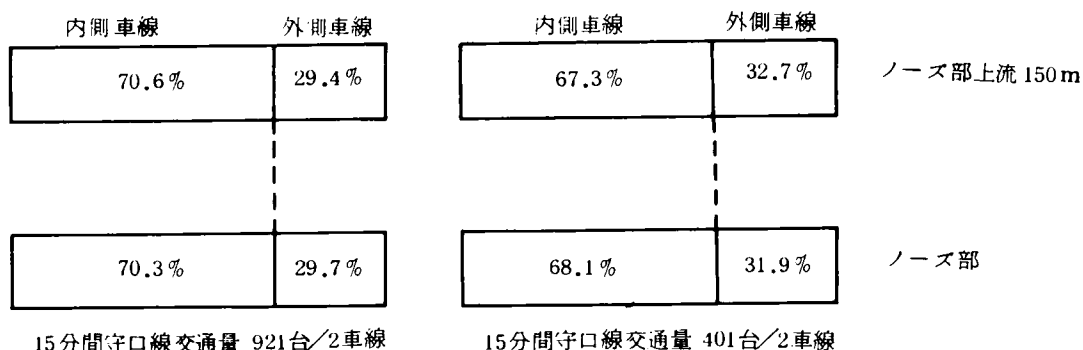


図-4.2.6 本線合流部付近における交通量の車線分布⁶⁾

条件によっても変化するものと考えられる。

本シミュレーションでさきにのべた仮想的な値をもちいた理由は、車線分布のちがいの影響を検討するにはこれで十分であると考えたことによるが、いずれにしても合流部付近における一般

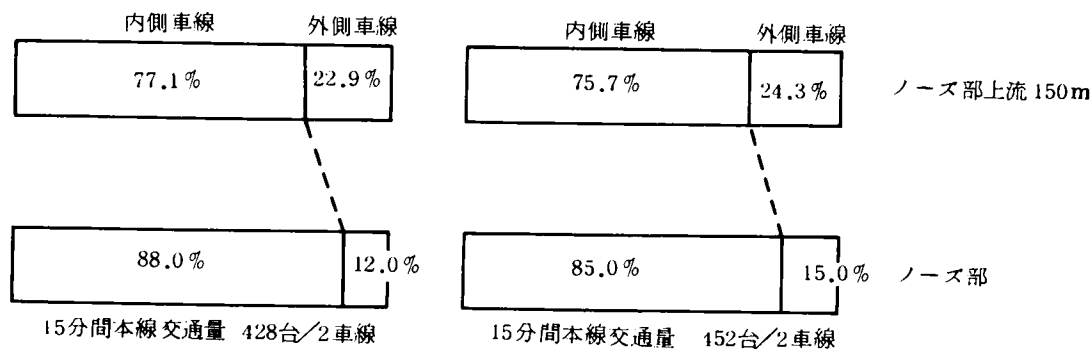


図-4.2.7 ランプからの合流部付近における交通量の車線分布⁶⁾

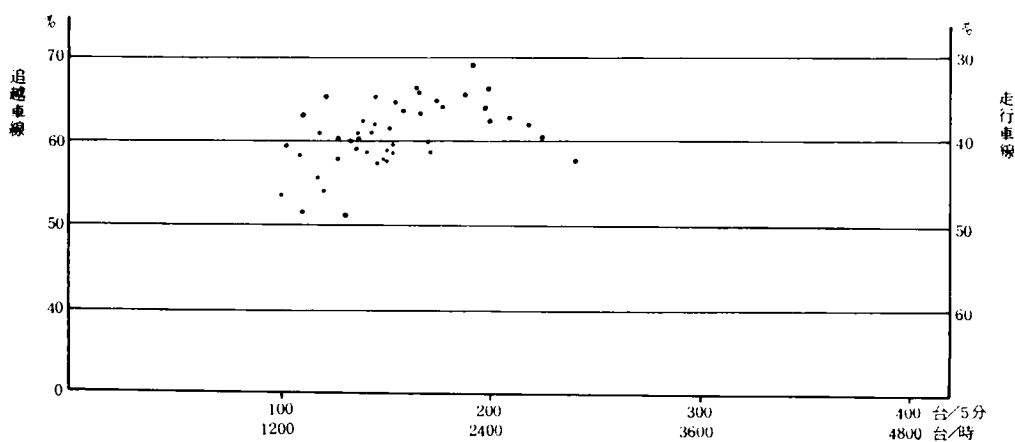


図-4.2.8 合流前1号線車線利用率(ノーズ上流50m)

首都高速道路浜崎橋IC・1号線(通過本線)
に対する環状線の側方型合流

的な車線分布式を定めることは現状では困難である。

(二) 加速車線

巾員は1車線相当の巾員とし、加速車線の長さは、

$$L=70, 120, 160, 200 \text{ m}$$

である。

4-2-3 シミュレーション結果と考察

以下の結果は、いずれも5分間シミュレーションを3回行なった結果の平均である。

(1) 本線交通流の速度低下

合流によって直接に速度低下を生じさせられる外側車線の速度について検討する。

(i) 速度に対する車線分布の影響

本線交通量 2,500 (台/時/2車線), ランプ交通量 800 (台/時) の場合; 車線分布 内側 60%, 外側 40% および内側 80%, 外側 20% (以下たとえば 80:20 と記す) の場合の本線外側車線の断面速度を図-4.2.9 に示す。

本線交通量 3,400 (台/時/2車線), ランプ交通量 800 (台/時) の場合; 同じく図-4.2.10 に示す。ただし, 車線分布を 80:20 とすると内側車線交通量が 2,400 (台/時) をこえるので, この超過分は外側車線に加えている。この結果, 車線分布は 60:40, 71:29 となっている。

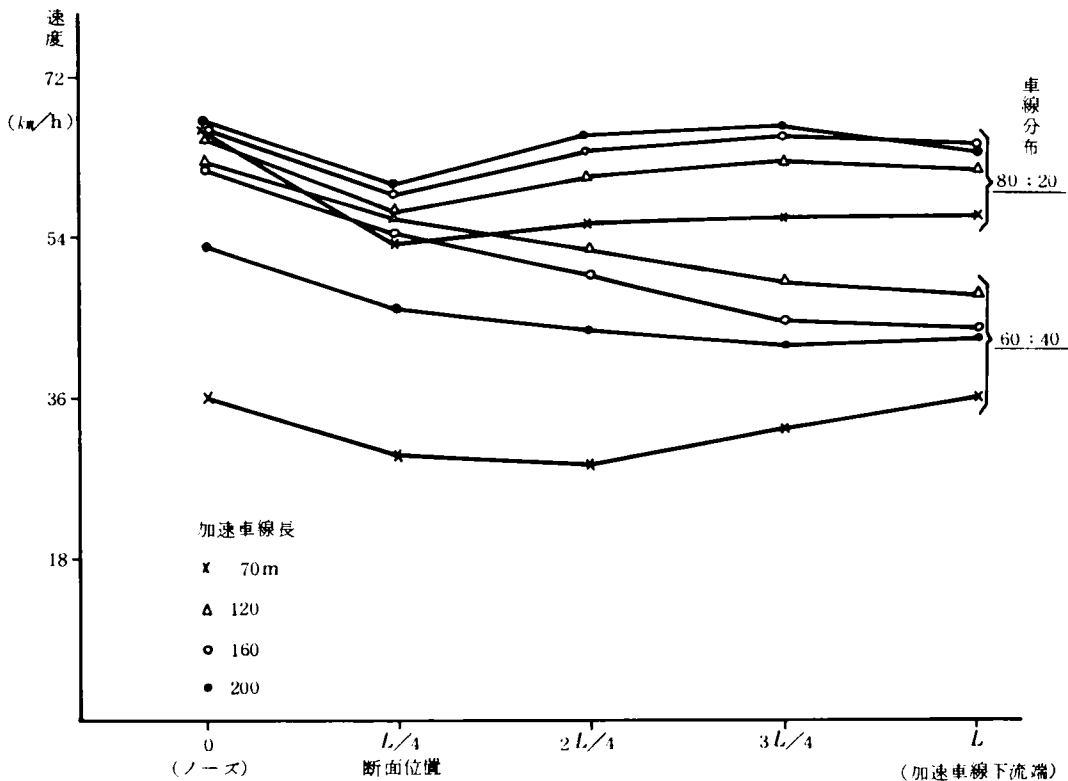


図-4.2.9 外側車線断面速度と車線分布

本線総交通量 2,500台/時
ランプ交通量 800台/時

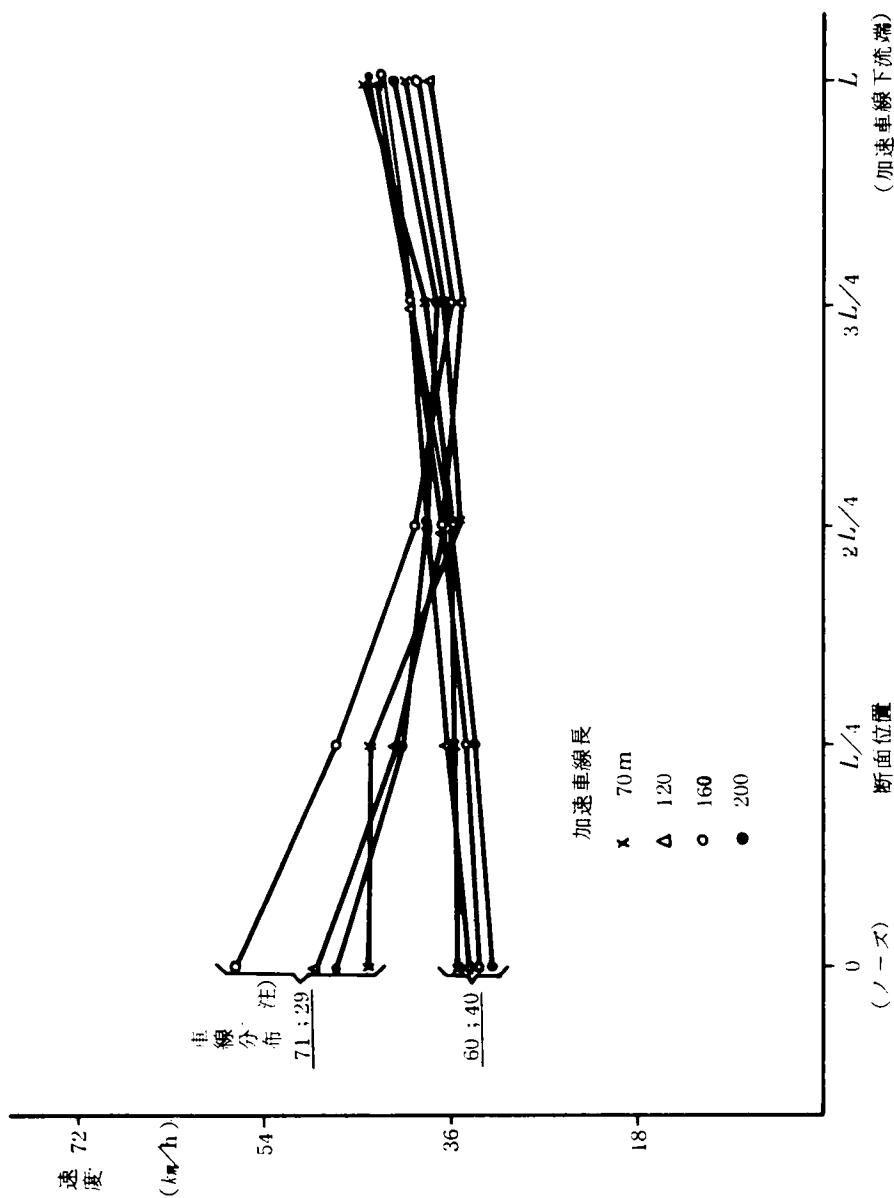


図-4.2.10 外側車線断面速度と車線分布

本線総交通量 3,400 台/時

ランプ交通量 800 台/時

注) 車線分布 80:20 とすると内側車線最大流量 2,400 台/時をこえるので、この超過分を外側に加えている結果この分布となる。

全般にシミュレーション結果は必ずしも収束した結果となっていないように思われるが、特徴的な傾向として以下のことがいえよう。

(イ) 常識的ではあるが、ランプ交通量 800 台/時、本線総交通量 2,500 台/時の場合に、外側車線分布 20%と 40%の外側車線断面速度の差は極めて大きい。加速車線長 70 m の場合、断

面速度の差は 38 km/h にも及ぶことがある。

ロ) 図-4.2.11 は、図-4.2.9 の場合について、5断面速度の平均を各加速車線長ごとに示している。この平均をノーズから加速車線下流端の間の外側車線の区間速度とみなすこととすれば、この程度の交通量レベルにおいて、車線分布がこの区間速度に及ぼす影響は非常に大きいことがわかる。ただし、加速車線長の影響をみるには、本シミュレーション結果は必ずしも十分でない。

図-4.2.11 中、破線は、加速車線長による差を無視して、20%、40%における区間速度の平均 $62, 45 \text{ km/h}$ を結んだものである。車線分布が20%から40%に増加すると 17 km/h の区間速度低下をもたらしている。

イ) 外側車線分布が極めて小さいとき、外側車線上の車はほとんど希望速度 (70 km/h) を保ちうるものと仮定する。このとき外側車線分布0~20、20~40%の間で区間速度の低下勾配は、それぞれ $0.40, 0.85 (\text{km/h}/\%)$ となり、外側車線分布の増加は急激な速度低下をもたらすことが示される。

ロ) 図-4.2.10 の場合、車線分布の差11 (40-29)% が断面速度に及ぼす影響は比較的小さい。とくに、この区間の下流半分では、車線分布の差および加速車線長の差による速度の差は0である。この理由はつぎのように推測される。まず、のちにのべる合流容量から車線分布29% (1,000台/時) のときランプからの定常的な合流量は約700台/時、これに対し40%のときは約300台/時と合流量が少ないことである。つぎに内側車線への車線変更は後者の場合に相対的に容易であり、これにより外側車線の速度低下が幾分緩和されるのである。

ロ) 図-4.2.12 は図-4.2.11 と同じく、加速車線長ごとの区間速度を車線分布に対して示したものである。ロ)と同様に区間速度の平均は29%、40%に対してそれぞれ $41, 38 \text{ km/h}$ となり、車線分布に対する速度低下勾配は $0.27 (\text{km/h}/\%)$ である。この値はロ)に比べて極めて小さいが、理由はロ)においてのべた。

ロ) 内側車線への車線変更によって外側車線の速度低下は幾分緩和される。この緩和の程度は、本シミュレーション例の場合約 4 km/h と推定される。すなわち、本線総交通量2,500、3,400台/時、車線分布それぞれ60:40、71:29のとき外側車線交通量は相等しく1,000台/時、これに対し内側車線交通量はそれぞれ1,500、2,400台/時であるから、前者の方が内側への車線変更が容易である。区間速度の平均はそれぞれ $45, 41 \text{ km/h}$ 、したがってこの内側車線交通量の差 $2,400 - 1,500 = 900$ 台/時が区間速度の差 $45 - 41 = 4 \text{ km/h}$ を生じるものとみられる。

以上は、本線総交通量2,500、3,400台/時に対し一定のランプ交通量800台/時の場合について

の特性であって、これらから一般的な傾向を論ずることは困難である。

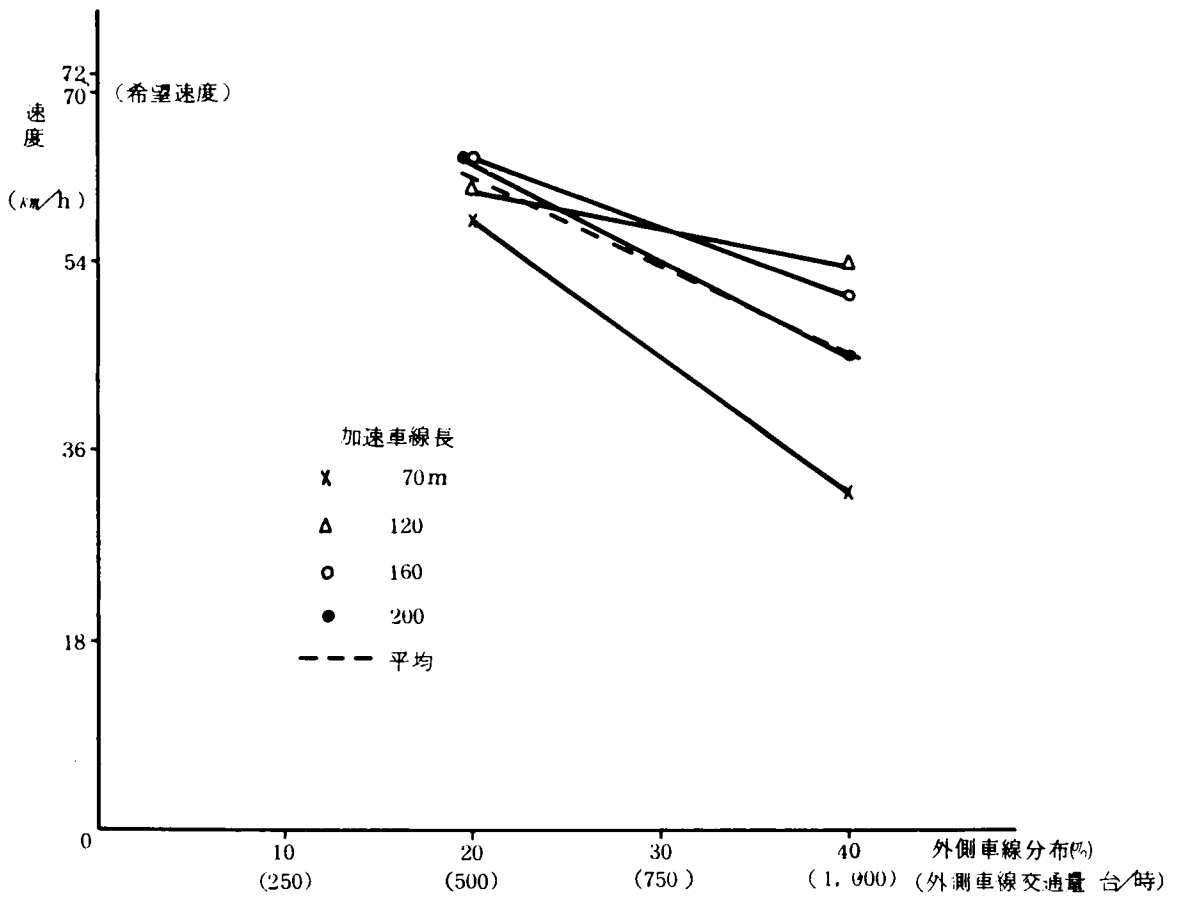


図-4.2.11 車線分布と平均速度 (外側車線)

本線総交通量 2,500 台/時

ランプ交通量 800 台/時

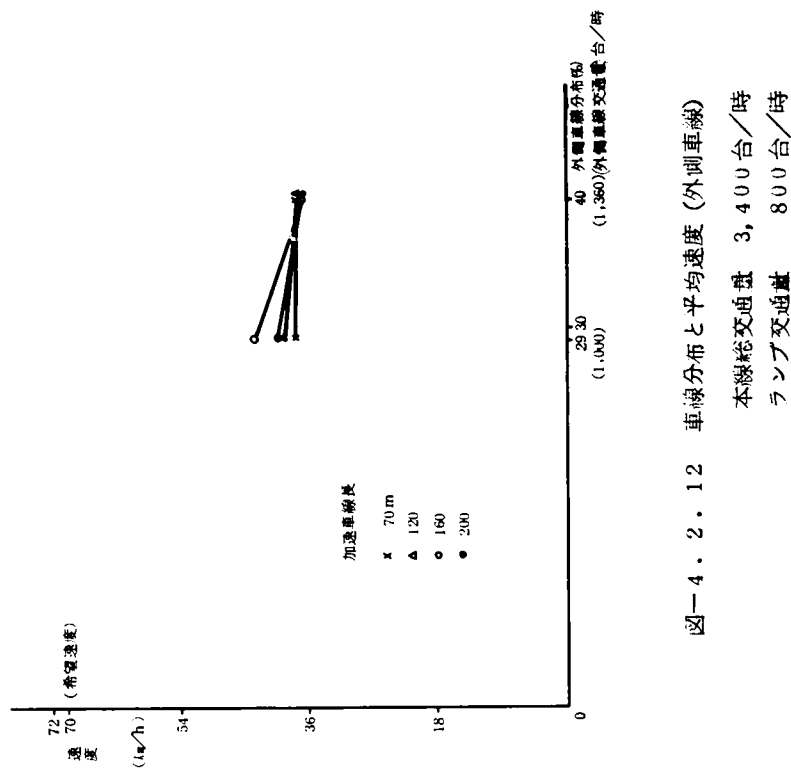


図-4.2.12 車線分布と平均速度 (外側車線)

本線総交通量 3,400台/時
ランプ交通量 800台/時

(iii) 断面速度に対する交通量の影響

本線総交通量2,500, 3,400台/時, ランプ交通量600, 800, 1,000, 1,200台/時の場合の外側車線の断面速度を図-4.2.13(1), (2), (3), (4)に示す。ただし, 本線交通量の車線分布は2,500台/時に対して80:20, 3,400台/時に対しては71:29(前述の理由による)である。

図-4.2.13(1)~(4)のそれぞれについての特徴を列記する。

(i) 図-4.2.13(1): ランプ交通量600, 本線総交通量2,500台/時の場合, ノーズ部における速度は加速車線端に至ってもほとんど低下しない。ただし比較的合流車が集中する $L/4$ 付近で速度低下が著しい。これに対して, 本線総交通量が3,400(内側2,400, 外側1,000)台/時では全般に下流ほど速度が低下する。この場合には $3L/4 \sim L$ の間で停止状態からの合

流車が多いからである。

ノーズ部における速度は、3,400台/時の場合に低いことは当然であるが、加速車線長による差が極めて大きい。加速車線の下流端付近における低速合流車の影響が本線上流に及ぶのであるが、下流端を基準にして70m上流付近においてはなおこの影響が強いが、200m上流ではほとんどこの影響は消えることを示している。

(イ) 図-4.2.13(2) : ランプ交通量800台/時の場合、本線総交通量2,500台/時では(1)にくらべて全般に2~3km/h程度の速度低下を示しているが全体の傾向には大差がない。これに対して、本線総交通量3,400台/時では、全般に速度低下が著しく、加速車線下流端から上流2L/4の間において速度は36~40km/hにまで低下するが、この付近から上流にむかって回復する。

(イ) 図-4.2.13(3) : ランプ交通量1,000台/時の場合、本線総交通量2,500台/時では(2)にくらべて2~10km/hの断面速度の低下を生じているが、ノーズにおける速度は(1)、(2)と同じである。これに対して3,400台/時では、加速車線端から上流にむかって速度低下がつづき、120~200m上流における速度は約30km/hで、下流端の約40km/hより10km/h低下している。ノーズよりさらに上流にむかって30km/h程度の低速流になっているものと推測される。

(イ) 図-4.2.13(4) : ランプ交通量1,200台/時、本線総交通量2,500台/時では、(1)、(2)、(3)とくらべて速度が著しく低下するが、ノーズ部付近では、回復の傾向がみられる。これに対し、3,400台/時では(3)と類似の速度変化傾向である。本線総交通量3,400台/時に対してランプ交通量が1,000台/時以上になると、定常的に合流できる交通量はほとんど相等しいことから、この類似の傾向があるものと考えてよい。

以上に示されたように、交通量が増加すると外側車線の速度低下はここにとりあげた区間(ノーズ~加速車線下流端の間)より上流にまで及ぶことがある。したがって、速度については、もっと長い区間について調べることが望ましい。これについては、シミュレーションで対象とした区間全体にわたる速度として後に吟味するが、ここではもっとも長い加速車線長 $L=200\text{m}$ の場合の5断面平均速度をランプ交通量に対して示しておく(図-4.2.14)。図-4.2.13(1)、(2)、(3)、(4) から加速車線長 $L=70, 120, 160\text{m}$ についてもほとんど図-4.2.14と同じ傾向があることが推察されるであろう。なお、図-4.2.14 からつぎのことがいえる。

(イ) 本線交通量2,500台/時のとき速度低下はランプ交通量に対してほとんど直線的であるのに対し、本線交通量3,400台/時のとき速度低下はおそらくランプ交通量600台/時から800台/時の間でもっとも著しく、800台/時をこえると、漸減傾向にうつるであろう。

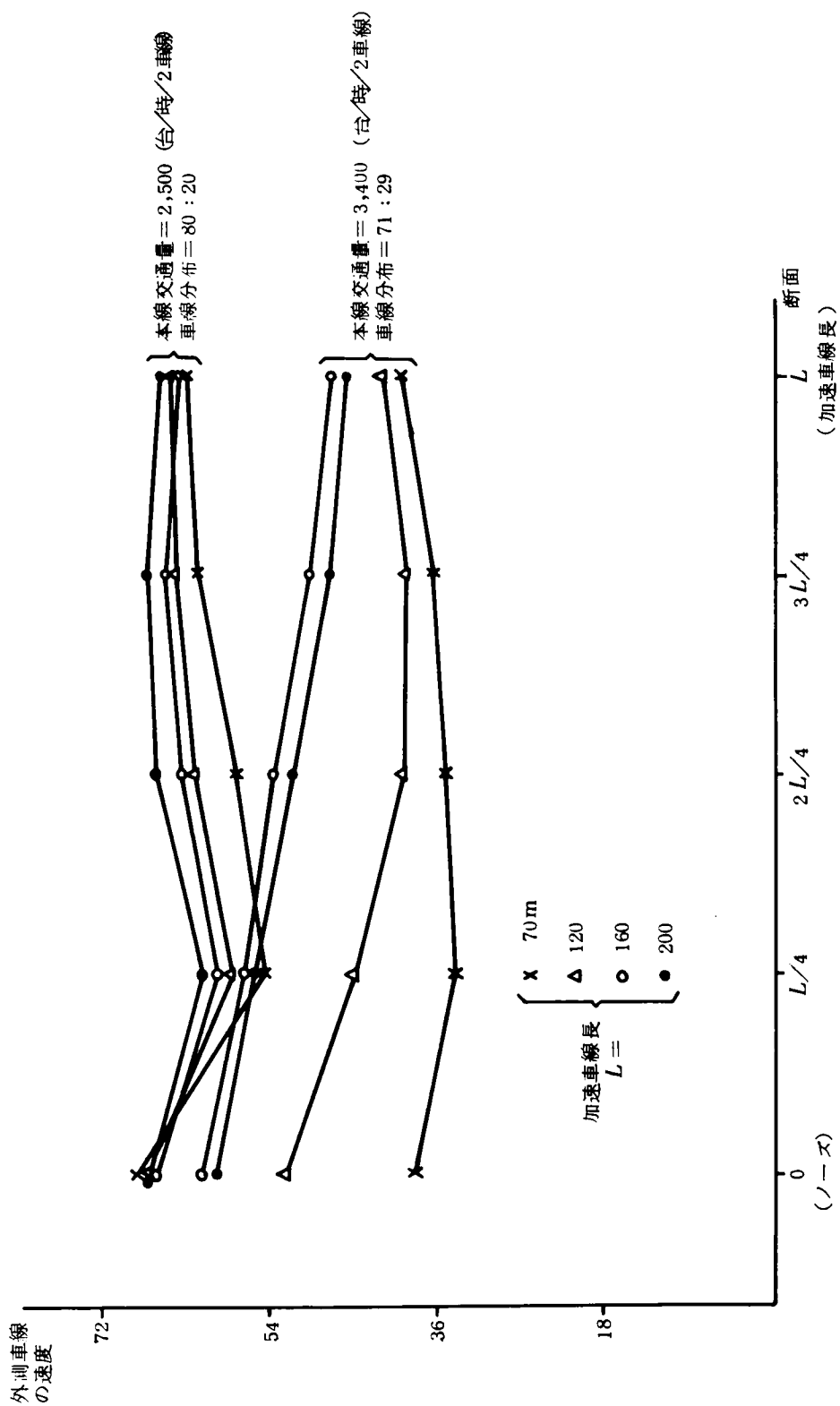


図-4.2.13(1) 外側車線の断面速度
(ランプ交通量 600 台/時)

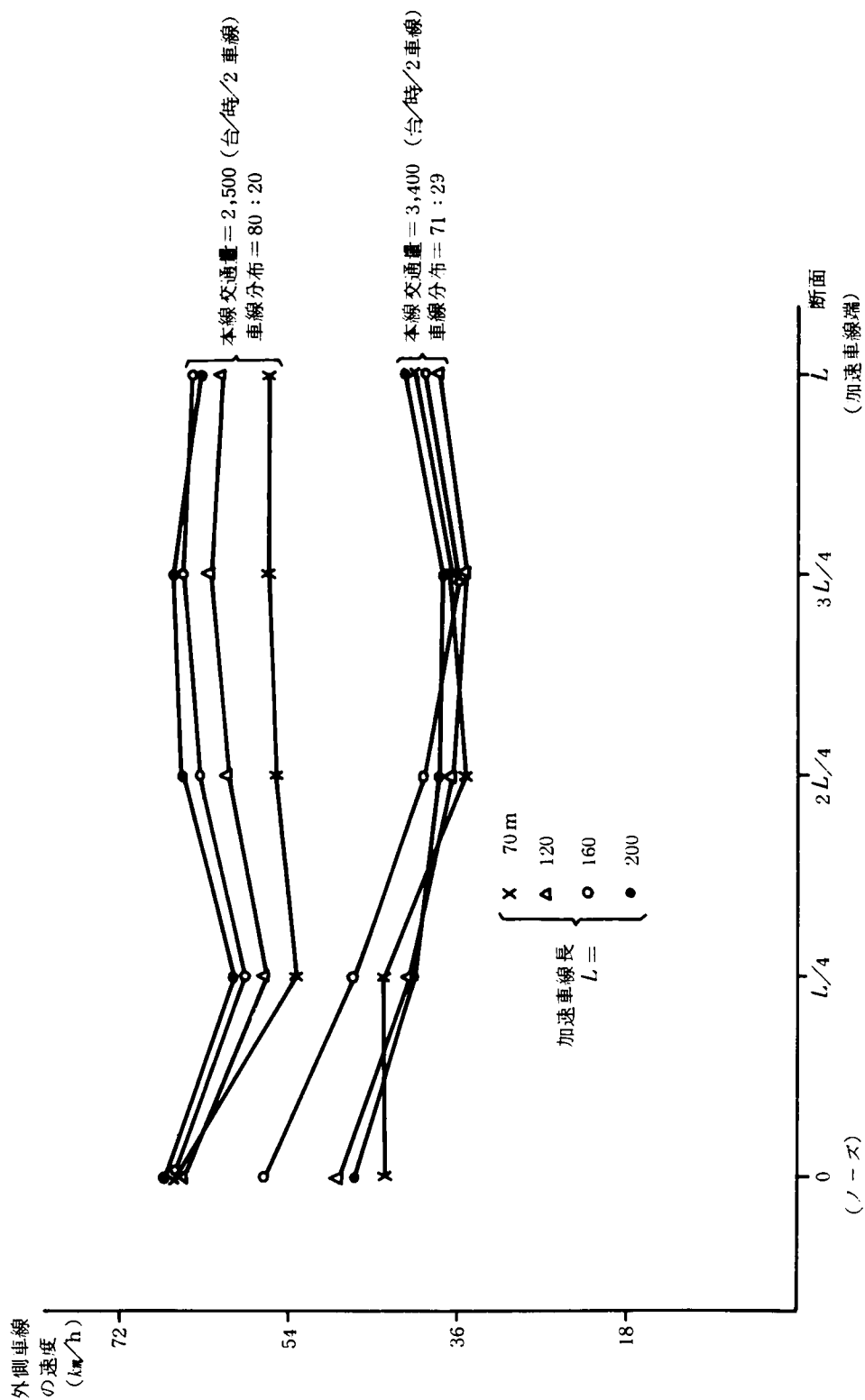


図-4・2・13(2) 外側車線の断面速度
(ランプ交通量800台/時)

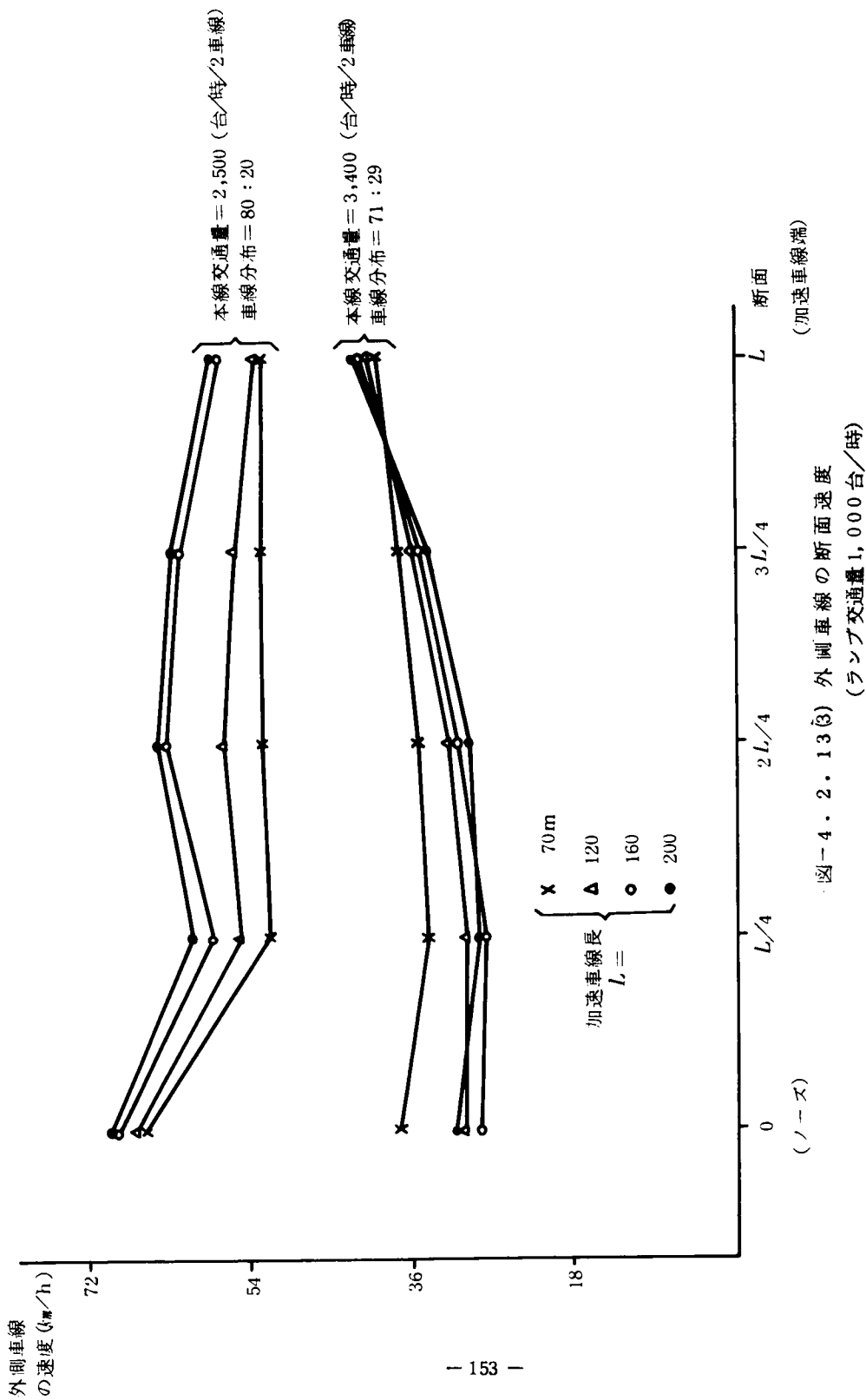


図-4. 2. 13 (3) 外側車線の断面速度
(ランプ交通量 1,000 台/時)

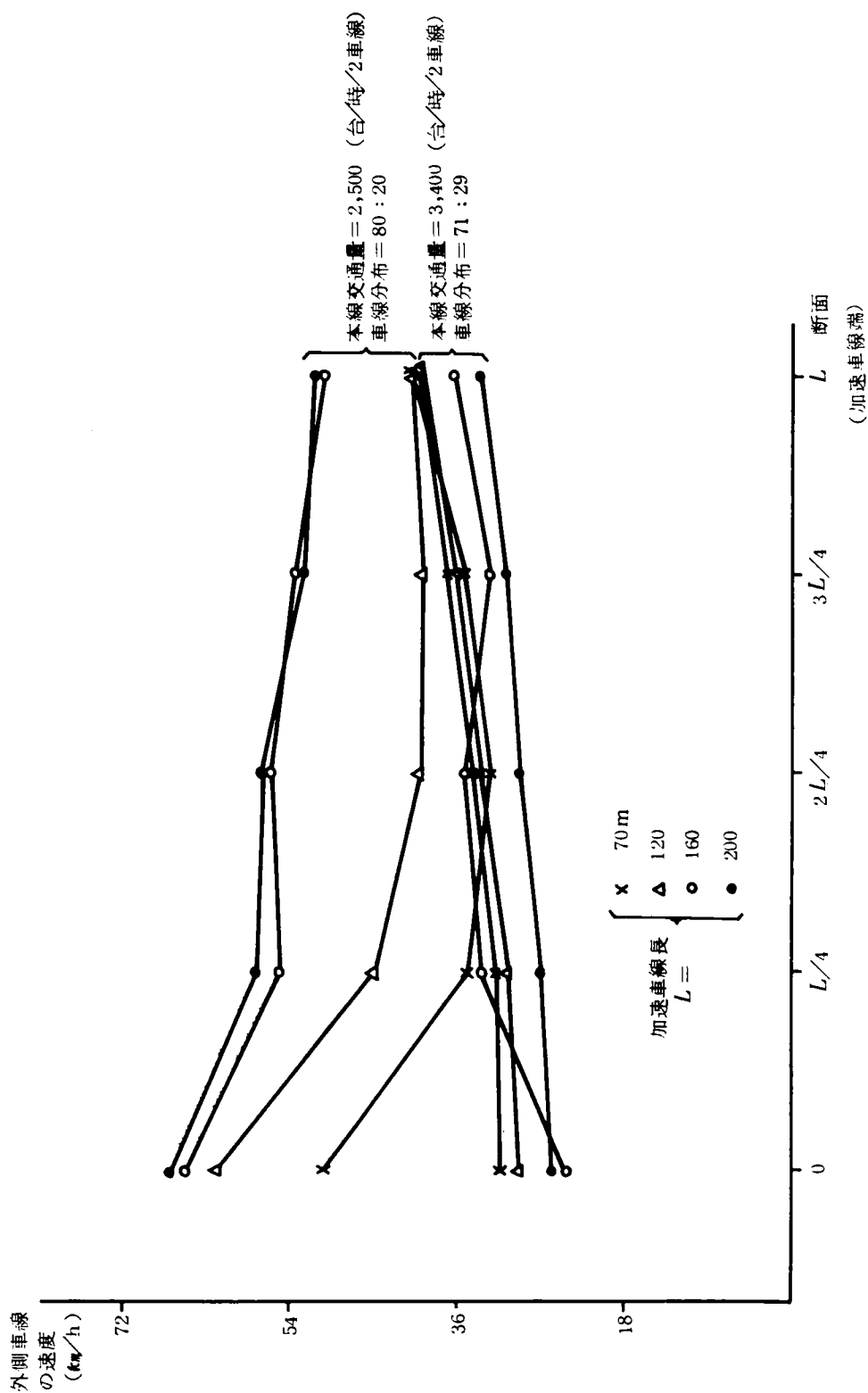
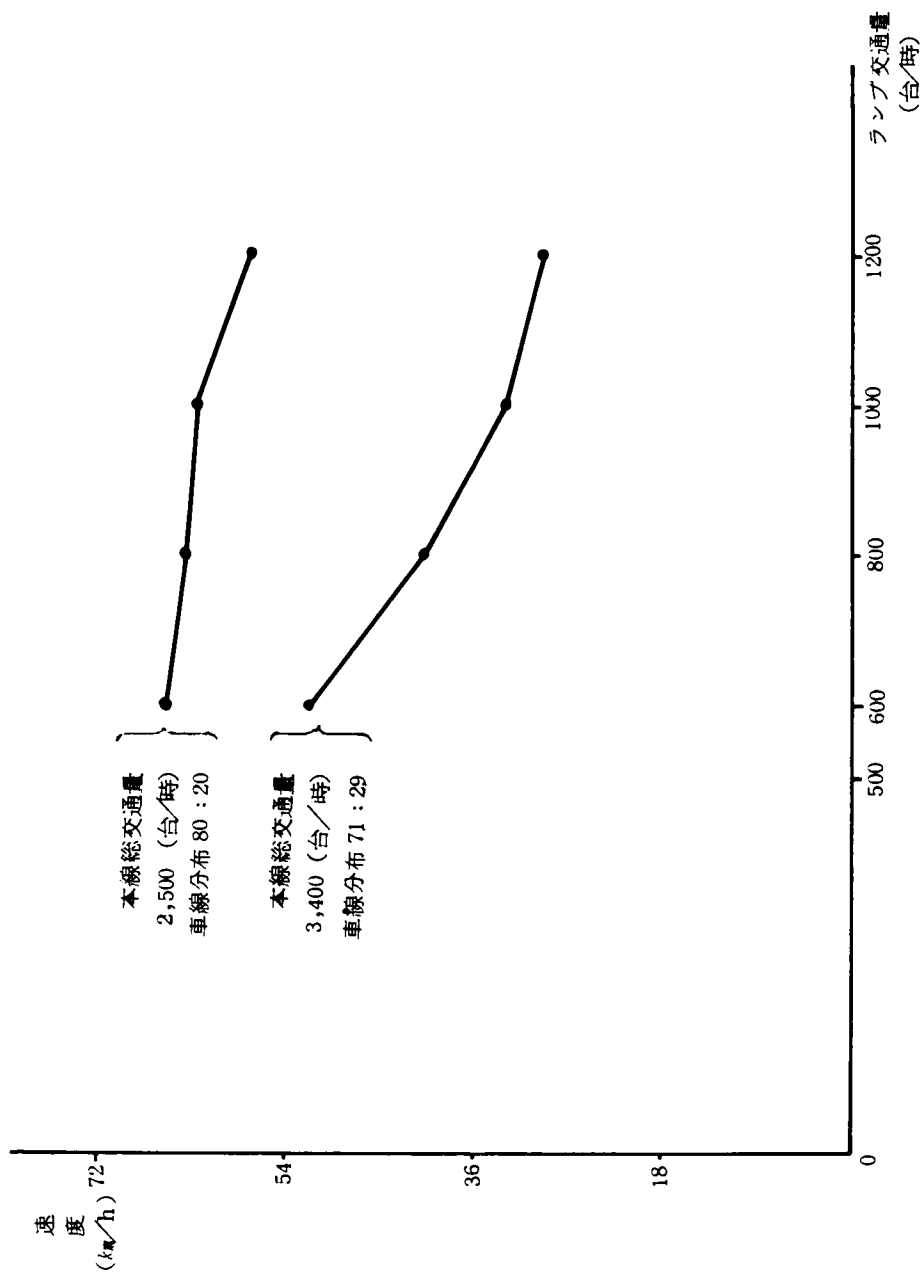


図-4. 2. 13(4) 外側車線の断面速度
(ランプ交通量 1,200 台/時)



図一 4 . 2 . 14 外側車線 5 断面平均速度とランプ交通量
(加速車線長 200 m)

(iii) 対象区間平均速度と交通量

ここでは、シミュレーション対象区間全体における本線外側車線の速度すなわち、区間長 $(200 + L + 50)$ mにおける速度を中心として吟味している。(ii)でのべたように、 L に相当する区間についてよりは、合流の影響が及ぶ可能性のある区間にわたる速度を吟味することが速度の評価という点では望ましいと思われる。

図-4.2.15(1), (2), (3), (4)及び図-4.2.16にこれらを示す。ただし、車線分布についてはすでのべたように、原則として80:20、これによって内側車線交通量が2,400台/時をこえる場合には、その超過分は外側車線に加えて流している。この結果、本線交通量3,100, 3,400台/時に対する車線分布はそれぞれ77:23, 71:29となっている。

主要な特徴はつぎのとおりである。

(イ) 外側車線の対象区間平均速度について

速度低下は、ランプ交通量が1,000台/時以下と1,200台/時とで若干異なる傾向を示す。すなわち、ランプ交通量1,000台/時以下の場合、本線総交通量3,100台/時までは速度は本線総交通量と共に直線的に漸減するが3,100台/時と3,400台/時との間では極めて急激な低下を示す。これに対して、ランプ交通量1,200台/時の場合には、速度低下とその勾配はより大きく、全体として本線総交通量と共に直線的な速度低下を生ずる。

(ロ) 図-4.2.16から、本線総交通量2,500台/時、ランプ交通量600台/時の場合の速度(約65km/h)からの速度低下量が10km/h以内であるのは、本線総交通量3,100台/時、ランプ交通量1,000台/時以下のときである。3,100, 1,000台/時に対する速度は約56km/hとなる。この範囲をこえると速度低下が著しい。なお、本線3,400, ランプ800台/時には約42km/h, 同じくランプ1,000台/時には36km/hとなって、40km/h以下となる。

(ハ) 本線総交通量3,100台/時以下、ランプ1,000台/時以下のとき、速度は本線総交通量、ランプ交通量と共に直線的に低下するとみなしてよいであろう。いま、本線総交通量 Q 、ランプ交通量を q 、速度を v として

$$v = aQq + (bQ + c)$$

を仮定してみる。ただし、右辺第2項()は $q=0$ のときの速度で本線交通量だけの関数、さらに c はfree flowの速度であって、70km/hとする。図-4.2.16に対して

$$a = -0.167 \times 10^{-5}$$

$$b = -0.162 \times 10^{-2}$$

したがって、

$$v = 70 - 0.167 \times 10^{-5} (Qq) - 0.162 \times 10^{-2} Q$$

ここに,

v :対象区間における外側車線速度 (km/h)

Q :本線総交通量 (台/時/2車線)

q :ランプ交通量 (台/時)

であって, $Q \leq 3,100$, $q \leq 1,000$ とする。 $Q = 3,100$, $q = 1,000$ に対して計算値は

$v = 60 \text{ km/h}$, 図-4.2.16における値は 56 km/h であり, 計算値がやや大きい。

(二) いずれにしても, 本線総交通量 $3,100$, ランプ交通量 $1,000$ 台/時は速度の急激な低下を生ずる境界の交通量とみてよいであろう。

なお, 本線総交通量に対してではなく, 外側車線交通量に対する対象区間速度は次節において検討する。

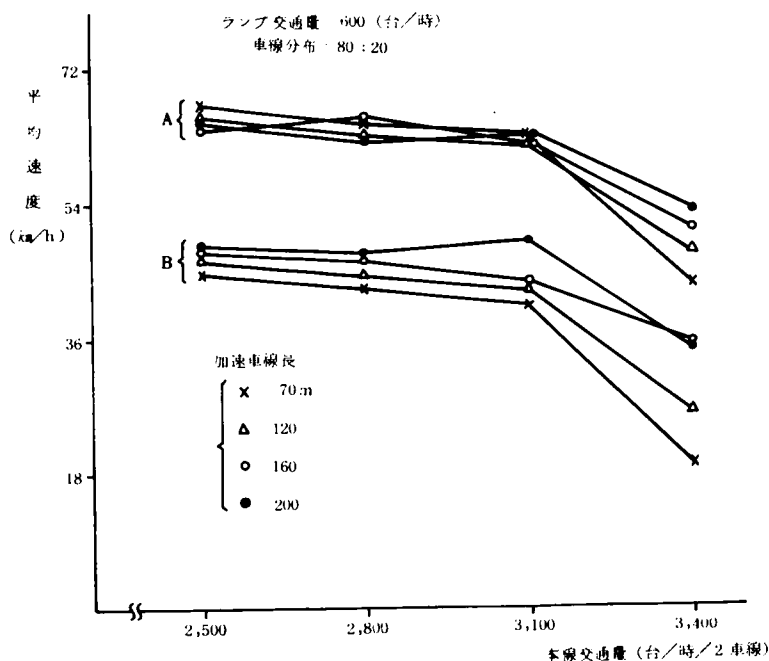


図-4.2.15(1) 対象区間平均速度

A : 本線外側車線上で発生し, 流出した車だけの平均速度

B : ランプ入口で発生し, 対象区間を完走した車の平均速度

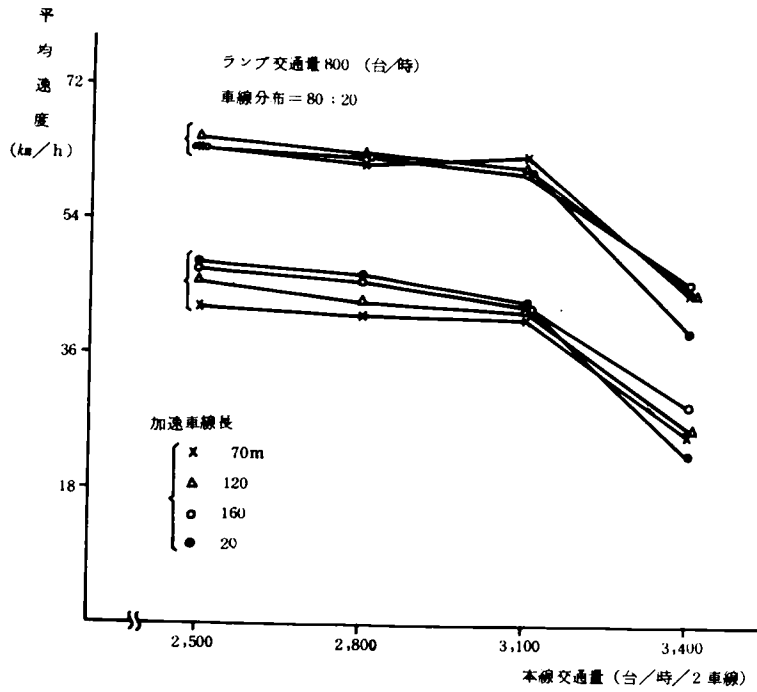


図- 4. 2. 15 (2) 対象区間平均速度

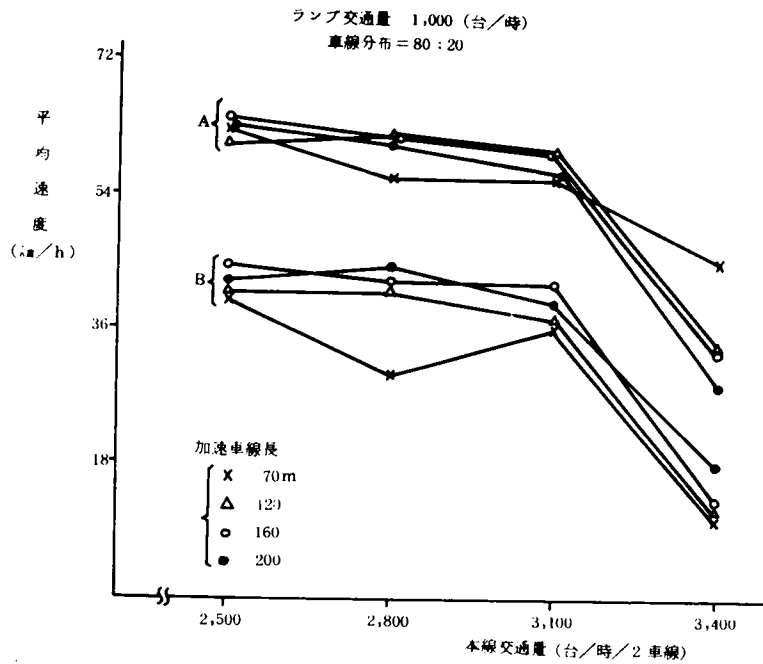


図- 4. 2. 15 (3) 対象区間平均速度

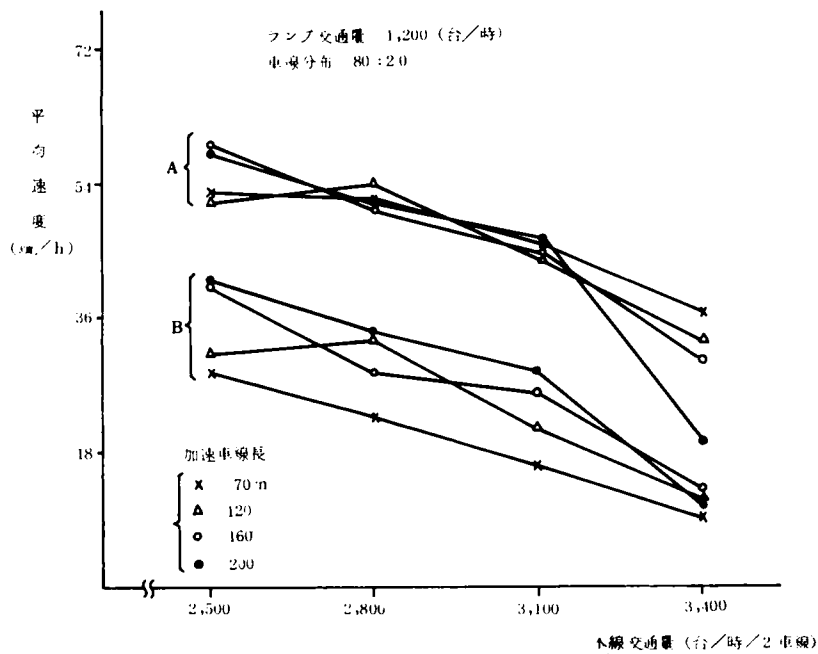


図-4.2.15 (4) 対象区間平均速度

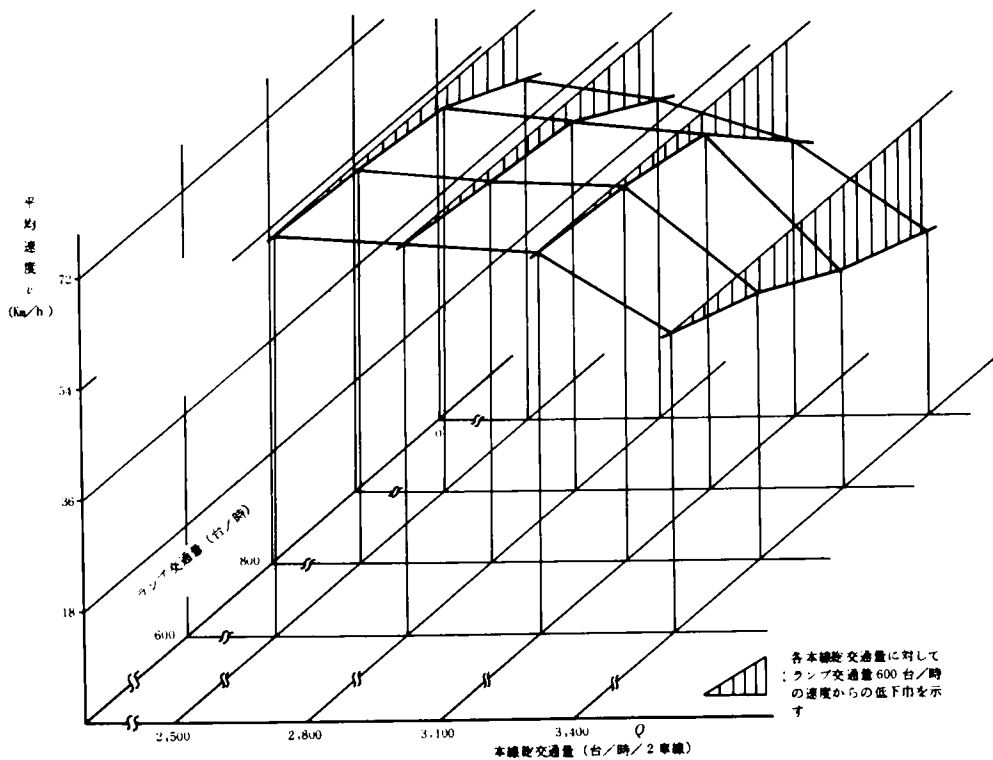


図-4.2.16 対象区間速度と交通量

(iv) 加速車線上の速度と外側車線の対象区間内速度

初期入力としてランプ交通に与える速度を 40 km/h 、 50 km/h とした場合の外側車線速度に及ぼす効果の一例を示したのが図-4.2.17 および図-4.2.18 (1), (2), (3) である。

ミクロにみれば、ランプ車の速度上昇は本線直後車に対して合流を容易とし、かつ本線直後車の速度低下防止に有効であると考えられる。しかるに一方、この速度上昇は本線車との相対速度低下により合流機会にめぐり合う頻度の減少をもたらす。図-4.2.17 および図-4.2.18 にはこれらの影響が示されている。すなわちつぎのことがいえる。

(i) ランプ交通の速度上昇は、ノーズの下流直近における本線外側車線の速度の急激な低下を緩和する上に比較的有效である。ランプ交通量 800 台/時 、本線総交通量 $2,800 \text{ 台/時}$ 以下のとき、ランプ速度 10 km/h の上昇により、外側車線の速度低下は $3 \sim 4 \text{ km/h}$ 緩和される。

(ii) しかるに一方では、停止合流車の増加により、たとえば加速車線下流端付近における断面速度をほぼ同じ程度低下させることになる。とくに本線総交通量がさらに大きく $3,100 \text{ 台/時}$ の場合 (図-4.2.18 (3)) には、(i) の効果にくらべてこの効果が大きくなり、全体として速度に及ぼす効果はマイナスとなる。このことは図-4.2.17 に明らかに示されている。

(iii) したがって、当然のことであるが、ランプ、本線両交通量が比較的少なく、ランプ車の速度上昇により停止合流車の増加が微少であるような交通量レベルであれば、ランプ車の速度上昇は全般的な速度低下を防止する上に有効である。ランプ交通量 800 台/時 のとき、この速度上昇が有効であるような本線総交通量レベルは、 $2,800 \text{ 台/時}$ と考えられる。

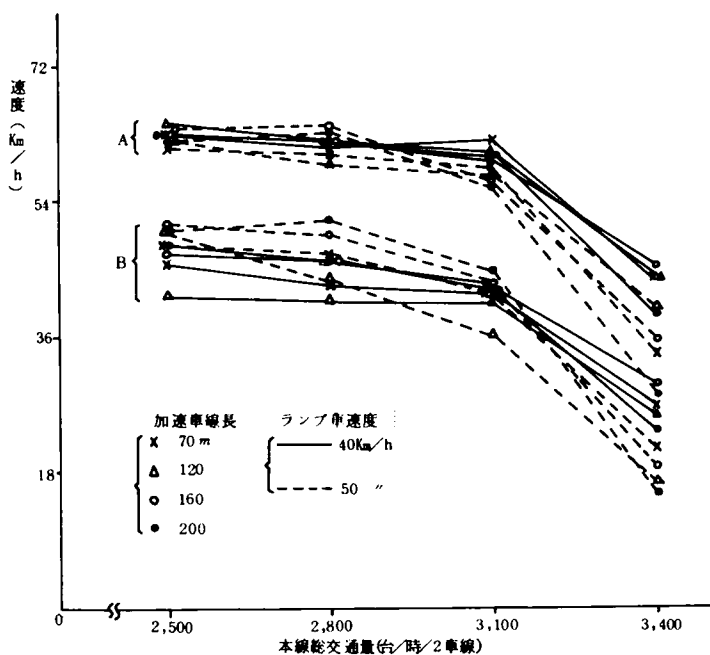


図-4.2.17 ランプ車の速度と外側車線速度
(ランプ交通量800台/時)
〔 A : 本線外側車線 B : ランプ交通量 〕

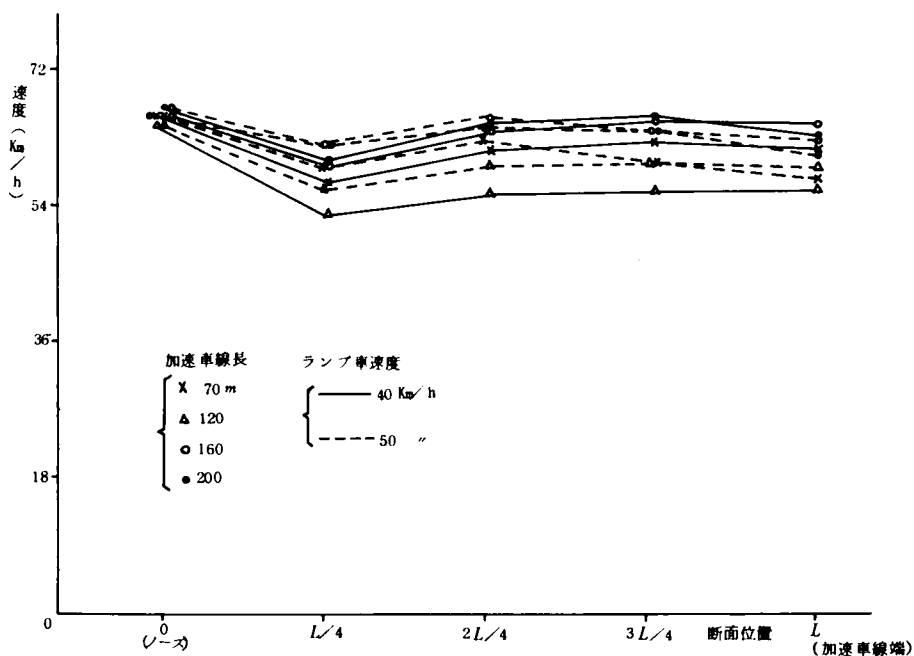


図-4.2.18(1) ランプ車速度と外側車線断面速度
(ランプ交通量800台/時, 本線総交通量2,500台/時)

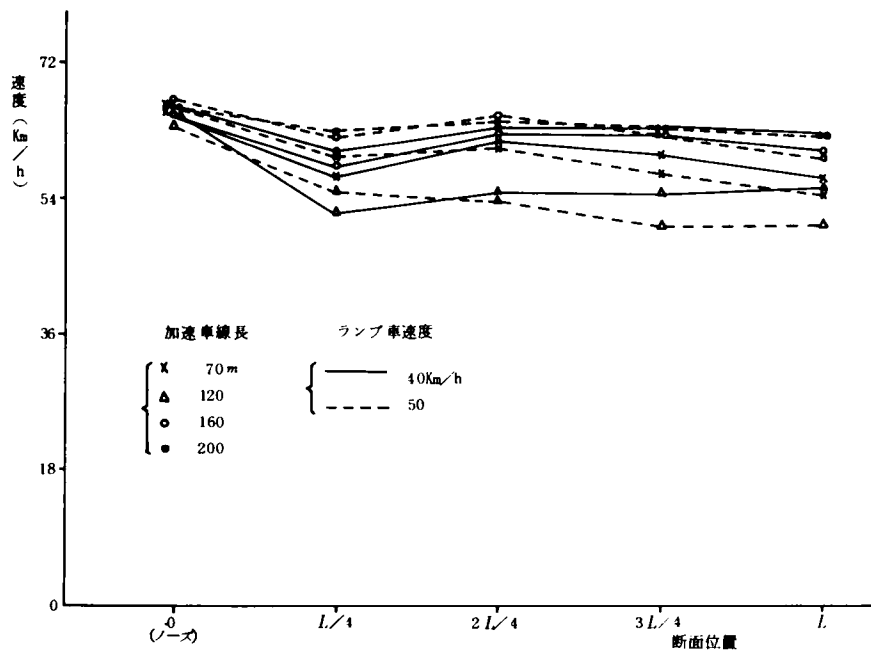


図-4.2.18 (2) ランプ車速度と外側車線断面速度
(ランプ交通量 800 台/時, 本線総交通量 2,800 台/時)

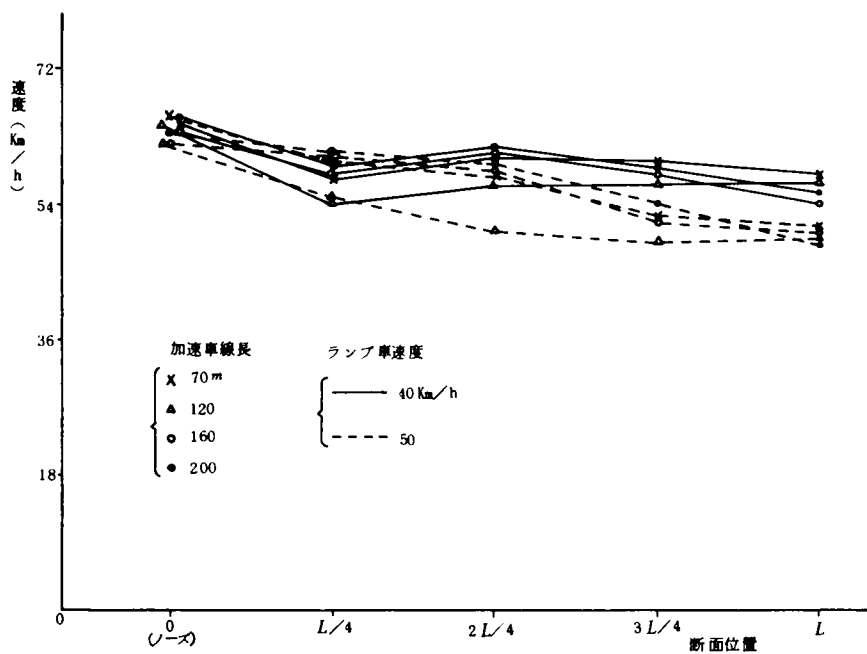


図-4.2.18 (3) ランプ車速度と外側車線断面速度
(ランプ交通量 800 台/時, 本線総交通量 3,100 台/時)

(V) 断面速度と加速車線長

図一 4.2.19 (1), (2), (3), (4)に断面速度を示す。(ii), (iii)でのべたように、比較は断面速度についておこなうのではなく、もっと長い区間の速度について行なうことが妥当であろう。

断面速度に対する加速車線長の影響について、本シミュレーション結果からは十分な推論ができないが、2, 3の点についてのべればつぎのとおりである。

(イ) 加速車線下流端 ($X = L$) における外側車線の断面速度

加速車線長200mの場合の断面速度から70 mの場合のそれを差し引いた値を表一 4.2.3に示す。必ずしも安定した結果を示していないが、つぎのことがいえるであろう。

ランプ交通量600台/時の場合；本線交通量の増加と共に速度の差が大きくなる傾向がある。

ランプ交通量1,000～1,200台/時の場合；本線交通量の増加と共に速度の差が小さくなるといえる。

(ロ) 結果の変動を考慮して $\pm 3 \text{ Km/h}$ 以下の速度差を無視することとすれば、ランプ交通量600台/時以下で本線総交通量3,100台/時以下ならば加速車線長による断面速度の差はない。また、ランプ交通量が800台/時以上で本線総交通量が3,100台/時以上の場合にも同じく断面速度の差はないといえる。

表一 4.2.3 加速車線下流端断面速度の差 (Km/h)

ランプ 本線	台/時 600	800	1,000	1,200
2,500	2	5	5	10
2,800	1	4	10	5
3,100	3	-3	3	4
3,400	5	2	2	0

(加速車線長200 mのときの速度から同70 mのときの速度を差し引いた値)

(イ) 上のことは、本線およびランプ両交通量が小さい場合にはほとんど加速車線端にいたることなく、ただちに合流可能であることから、下流端における断面速度に差がでないのである。逆に両交通量が多くなると下流端での停止合流車がほとんど常時存在し、このために、加速車線にかかわらず同程度の断面速度になるのであろう。

なお、図一 4.2.19 (2), (3), (4)において本線交通量3,400台/時の場合に、加速車線が長いほど断面速度は低下することが示されているかのようなのであるが、これは断面位置を示す縮尺の

関係でこのように表現されているにすぎない。モデル内では、たとえばノーズ $X=0$ の位置は $L=70\text{m}$ ならば下流端より 70m 、 $L=200\text{m}$ ならば同じく 200m 上流の位置によって、位置のちがによる速度の差が示されているのである。

(vi) 合流部容量の推定

(イ) 合流待ち行列からみた合流容量

図-4.2.20 (1), (2)に、合流できずに停止している台数の推移を示す。同図で「合流待ち停止台数」の定義は、通常とは異なるが、各時刻において「速度ゼロの台数」としている。したがって、たとえば1台の停止車が合流して後続の停止車がつぎつぎと低速で前進する場合、この低速前進車はここでは合流待ち停止台数としてカウントされていない。図-4.2.20 (1), (2)で停止台数の時間的変動が大きい場合があるのはこのためである。ここでは、台数カウントの便宜上このような「合流待ち停止台数」をもちいることにしたのであるが、いわゆる合流待ち台数の推移の概略の傾向をしるのには十分であると考えられる。

「合流待ち停止台数」が時刻と共に増加しないと推定される限界交通量は

{	本線総交通量	3,100台/時に対して
	ランプ交通量	1,000~1,200台/時の間
{	本線総交通量	3,400台/時に対して
	ランプ交通量	600~700台/時の間

であると考えられる。他の交通量レベルのくみ合せについての吟味は本シミュレーションでは行っていないが、合流部容量の一応の値として4,000~4,100台/時が推定される。このうち2,400台/時は内側車線に流れずとして、外側1車線の容量は1,600~1,700台/時とみておけばよいであろう。

(ロ) 速度からみた容量

外側車線の対象区間平均速度40Km/h（外側車線の希望速度平均は70Km/h）を与える交通量レベルを、合流区間の容量とすれば、図-4.2.16から

{	本線総交通量	3,100台/時に対して
	ランプ交通量	1,200台/時
{	本線総交通量	3,400台/時に対して
	ランプ交通量	800台/時

が、両交通量の組み合せによって表わした容量となる。

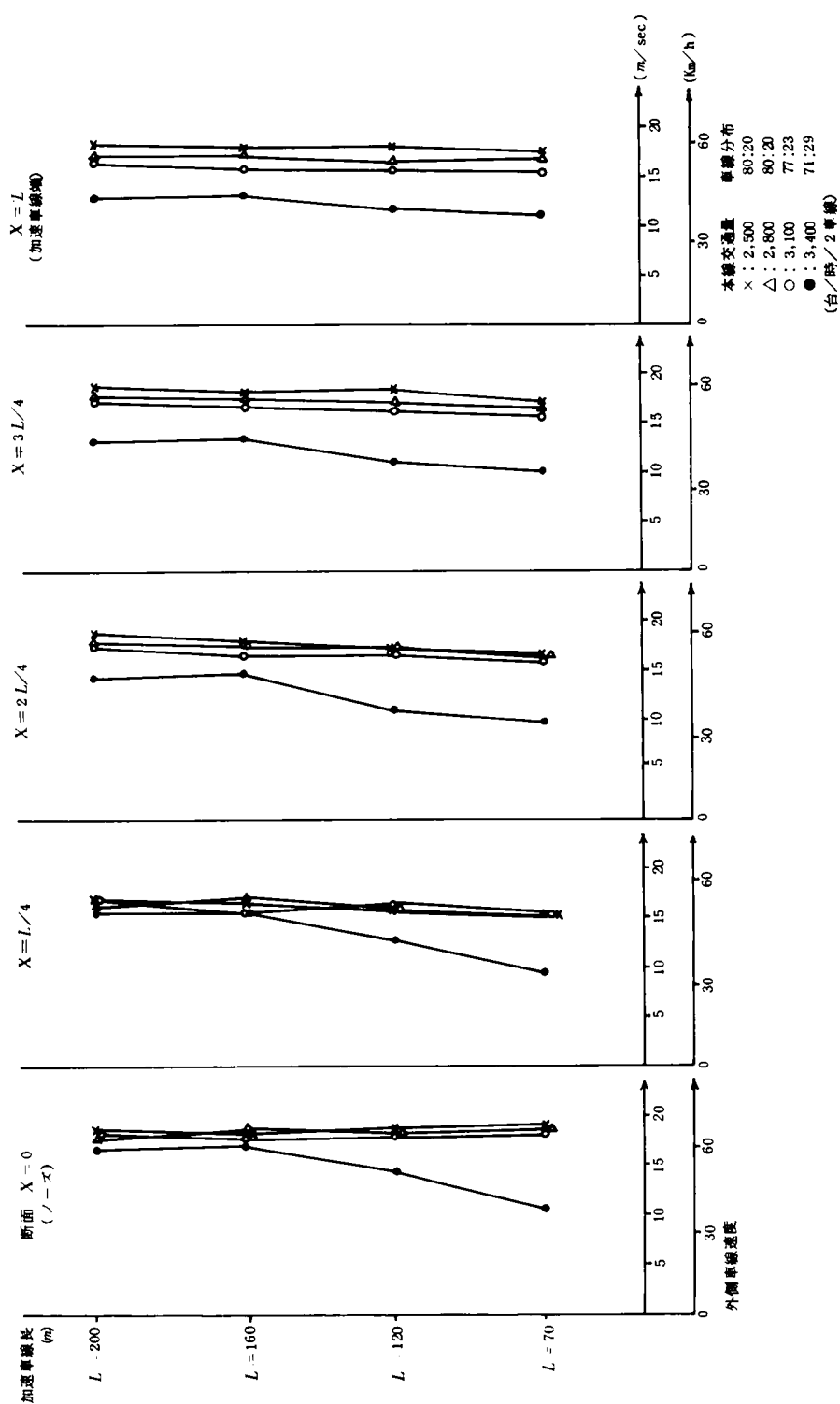


図-4.2.19 (1) 加速車線長と断面の速度 (外側車線)

(ランプ交通量 600 台/時)

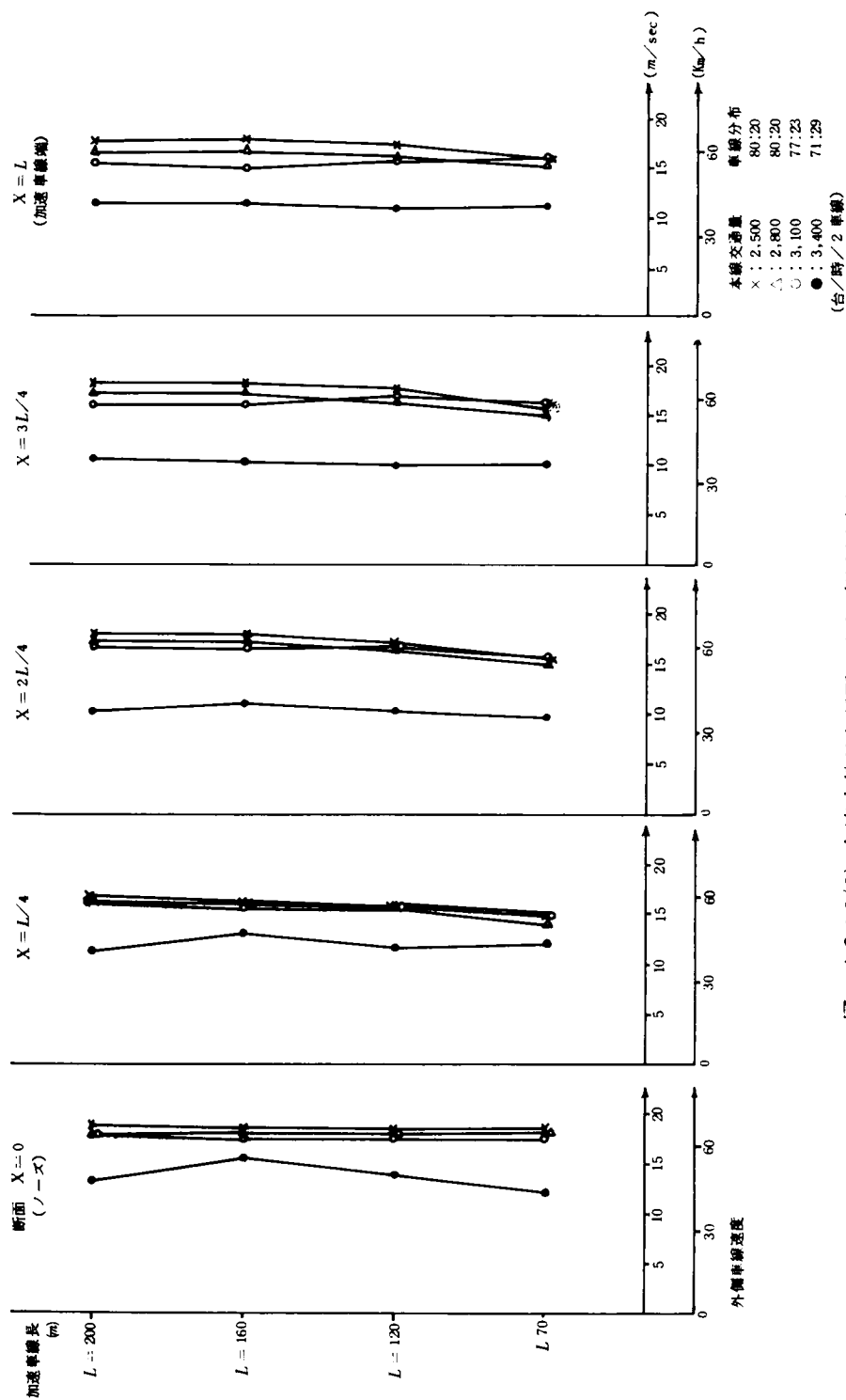
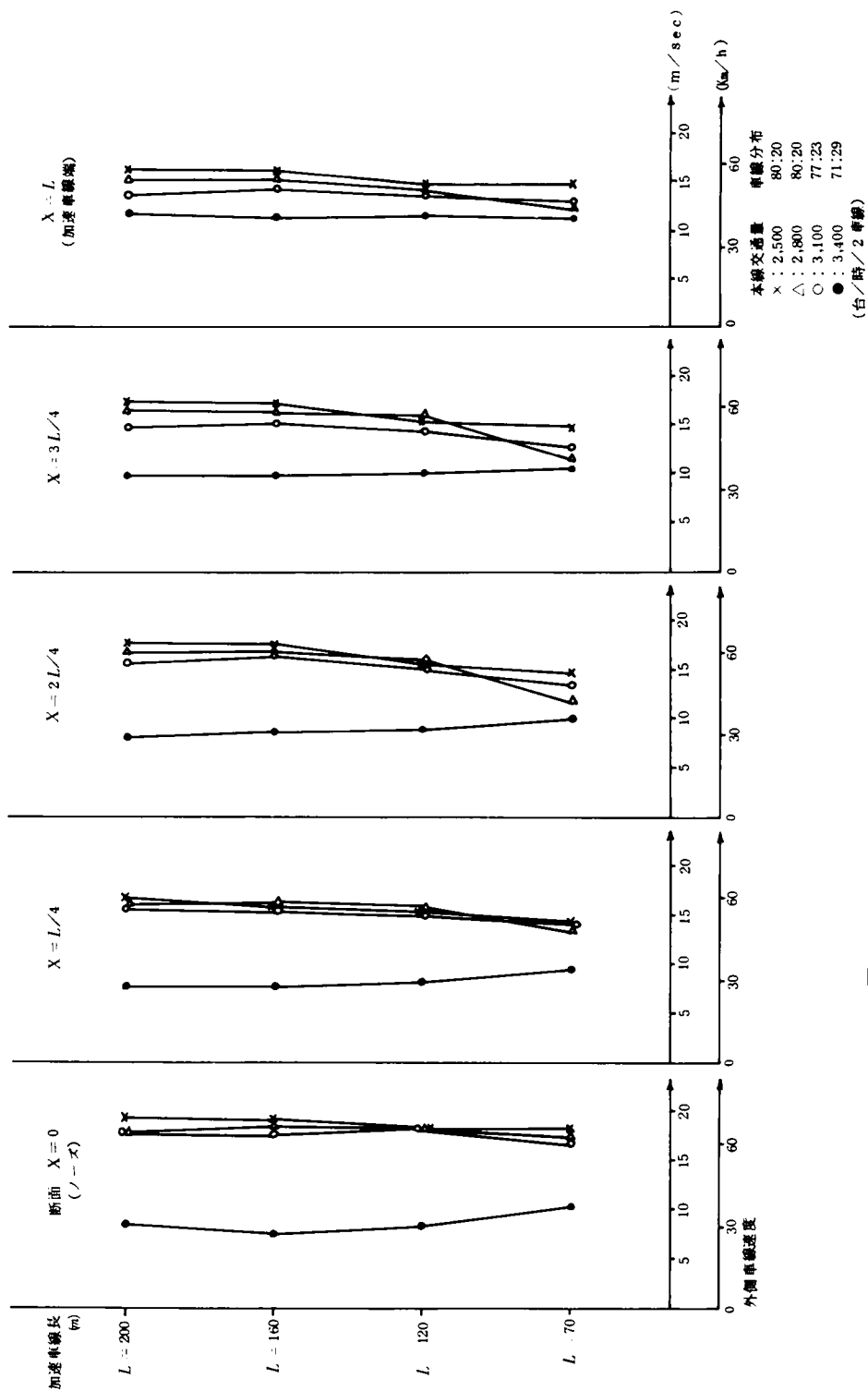


図-4.2.19(2) 加速車線長と断面の速度 (外側車線)

(ランプ交通量 800 台/時)



図一 4.2.19 (3) 加速車線長と断面の速度 (外側車線)
(ランプ交通量 1,000 台/時)

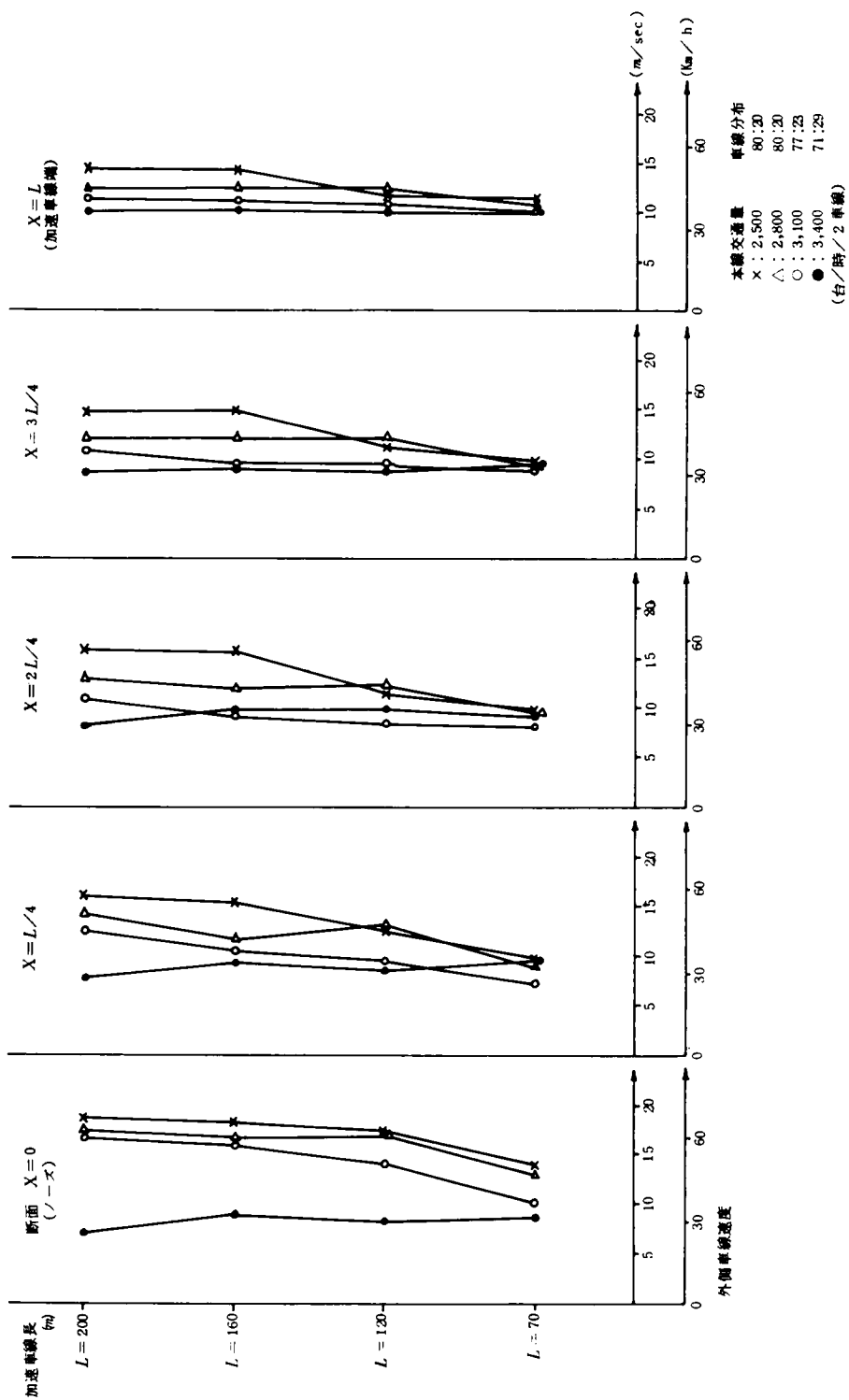
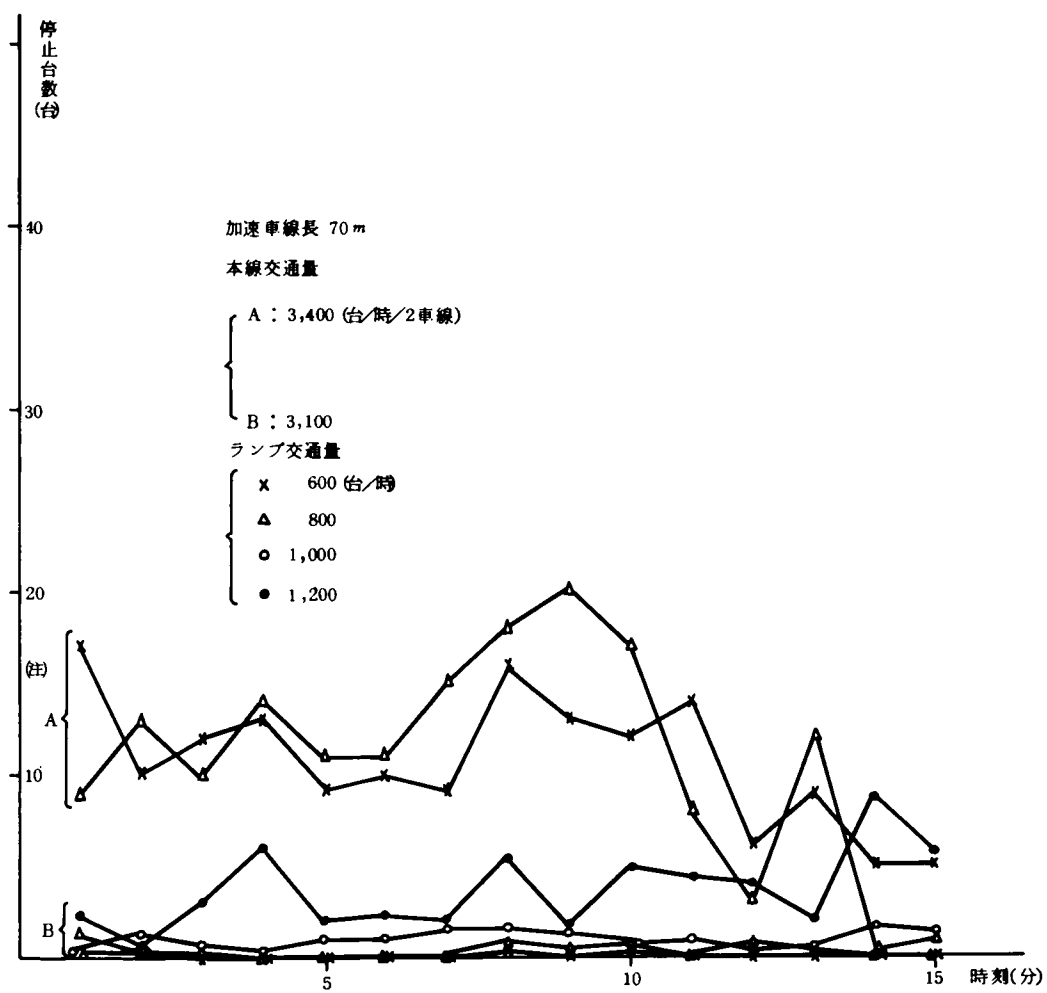


図-4.2.19(4) 加速車線長と断面速度 (外側車線)
(ランプ交通量1,200 台/時)



注) ランプ交通量1,000, 1,200 (台/時) の場合の停止台数は急増し
対象区間からOver Flowするのでカウントできないため記入せず。

図-4.2.20(1) 合流待ち停止台数の推移

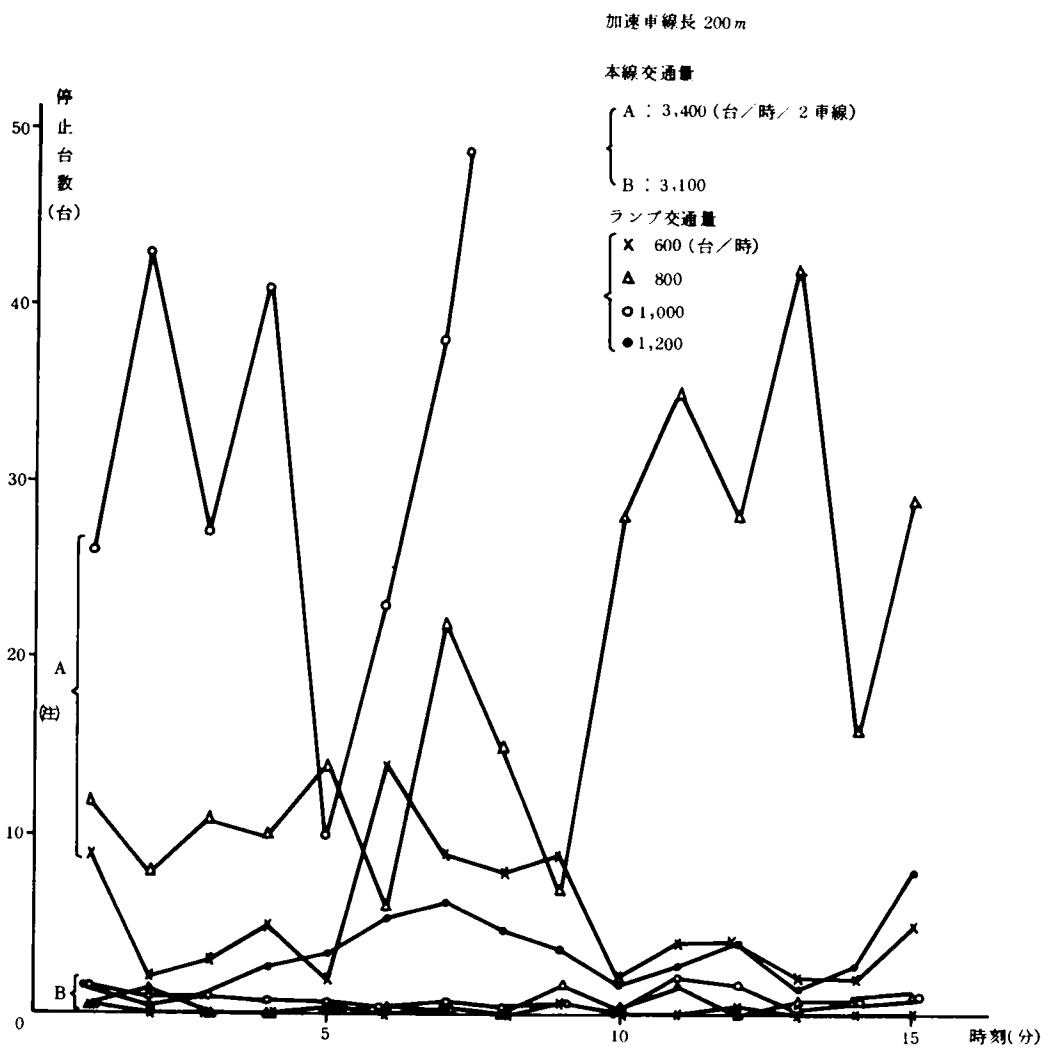


図-4.2.20(2) 合流待ち停止台数の推移

また、外側車線の区間速度が急激に低下するような交通量の概略の値は、同じく図-4.2.16から

本線総交通量 3,100～3,400台/時の間

ランプ交通量 1,000～1,200台/時の間

にあるとみてよいであろう。図-4.2.16から、このうち本線3,100、ランプ1,000台/時の組み合わせは、この点をこえればいずれにしても急激な速度低下をもたらすという意味で、重要な点である。

速度からみた容量としては、速度レベルそのものよりも、速度の急激な低下を生じないような交通量を採用することが望ましいと思われるので、

本線総交通量 3,100台/時

ランプ交通量 1,000台/時

をもって合流部容量の推定値としておく。内側車線交通量を2,400台/時として、外側1車線の容量は1,700台/時である。

以上によって、合流部における推定容量として

本線総交通量 3,100 (内側2,400, 外側700) 台/時

ランプ交通量 1,000台/時

が妥当であろう。外側車線が $700 + 1,000 = 1,700$ 台/時を分担する。

(vii) その他

(i) 内側車線の断面速度

ランプ交通量800台/時に対する断面速度を図-4.2.21に示す。外側車線の断面速度(図-4.2.19(1)~(4))と異なる傾向がみられる。すなわち、加速車線の下流端付近における断面速度は、加速車線長とともに若干低下する傾向があるようである。結果の変動があるとしても、とくに本線交通量が大きい場合にこの傾向が強いようである。加速車線が長ければ、この間で外側車線から内側車線への車線変更頻度が増加し、このために短かい場合に比べて相対的に速度低下を大きくするものと考えられる。逆に、この車線変更によって、外側車線の速度低下はそれだけ緩和されるのである。

なお、下流端における断面速度は、内側車線の方が外側に比べて、 $0 \sim 9$ km/h 高く保たれているが、この速度差は加速車線が長いほど減少し、長さ200mの場合には下流端付近における内外車線の断面速度はほぼ等しい。

(ii) 合流時の本線車頭時間

図-4.2.22(1)、(2)にそれぞれ車頭時間分布および累積分布の一例を示す。合流時の車頭時間の

ル値は約3.5秒である。

なお、外側車線交通量約800台/時の場合に観測された15%タイム値は約2.0⁶⁾秒である。
本シミュレーション例の場合には、外側車線交通量は560 (2,800 × 0.20) 台/時であって交通量が異なるので3.5秒の妥当性についてはここでは吟味しないでおくが、若干大きいのではないと思われる。

イ) 合流位置

加速車線長120 mの場合について数例を図-4.2.23に示す。

合流位置の分布は、当然のことながら、本線およびランプ交通量の増加と共に、加速車線下流部に集中するようになる。図の $3L/4 \sim L$ の間での合流車の大部分は停止もしくは極めて低速の状態からの合流とみなしてよいであろう。観測結果によれば、合流位置はどちらかといえば、加速車線中央部にやや集中する傾向にあり、交通量の増加と共に若干ながら一様分布化するというである。この点に関しては、本シミュレーションは必ずしも現象に忠実であるとはいえず、問題点を残していると思われる。

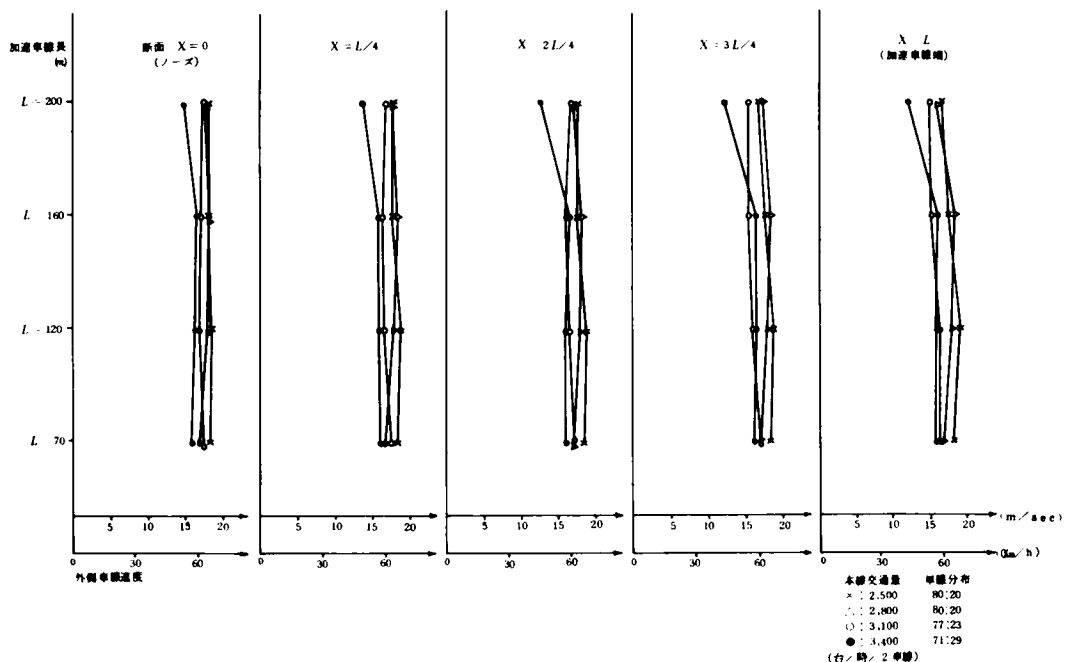
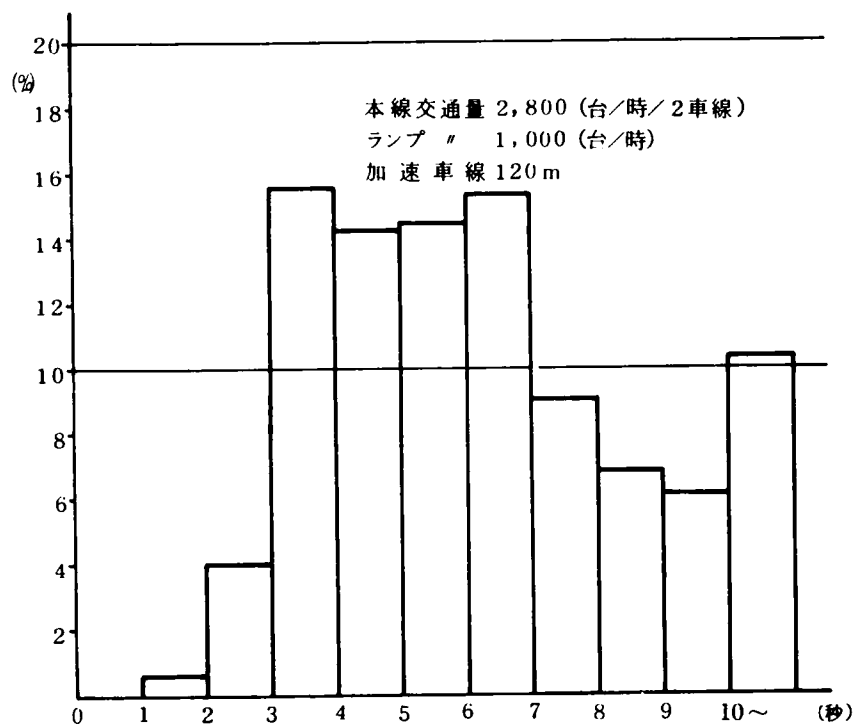
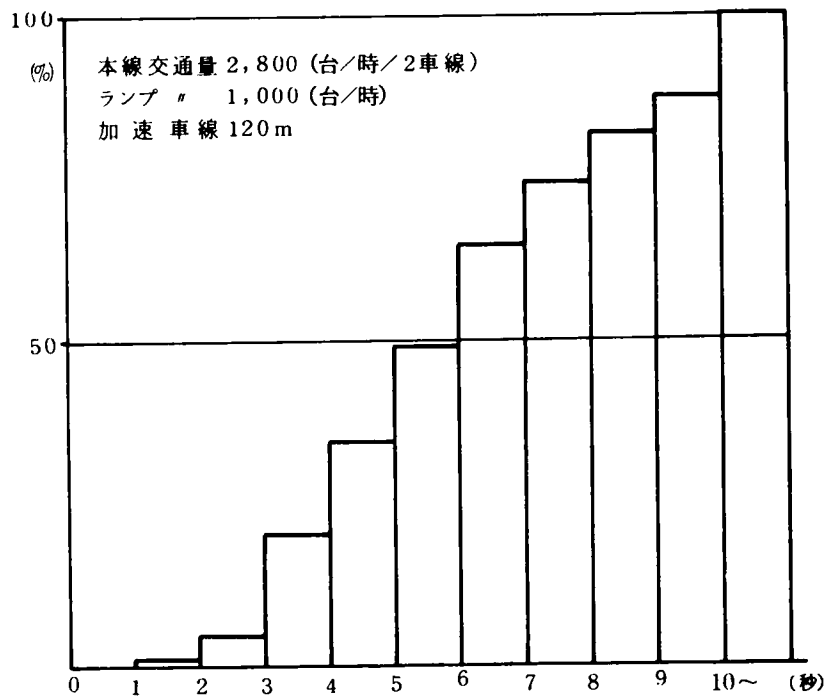


図-4.2.21 加速車線長と断面の速度（内側車線）
（ランプ交通量800台/時）



(1) 車頭時間分布



(2) 累積分布

図- 4.2.22 合流実現車頭時間

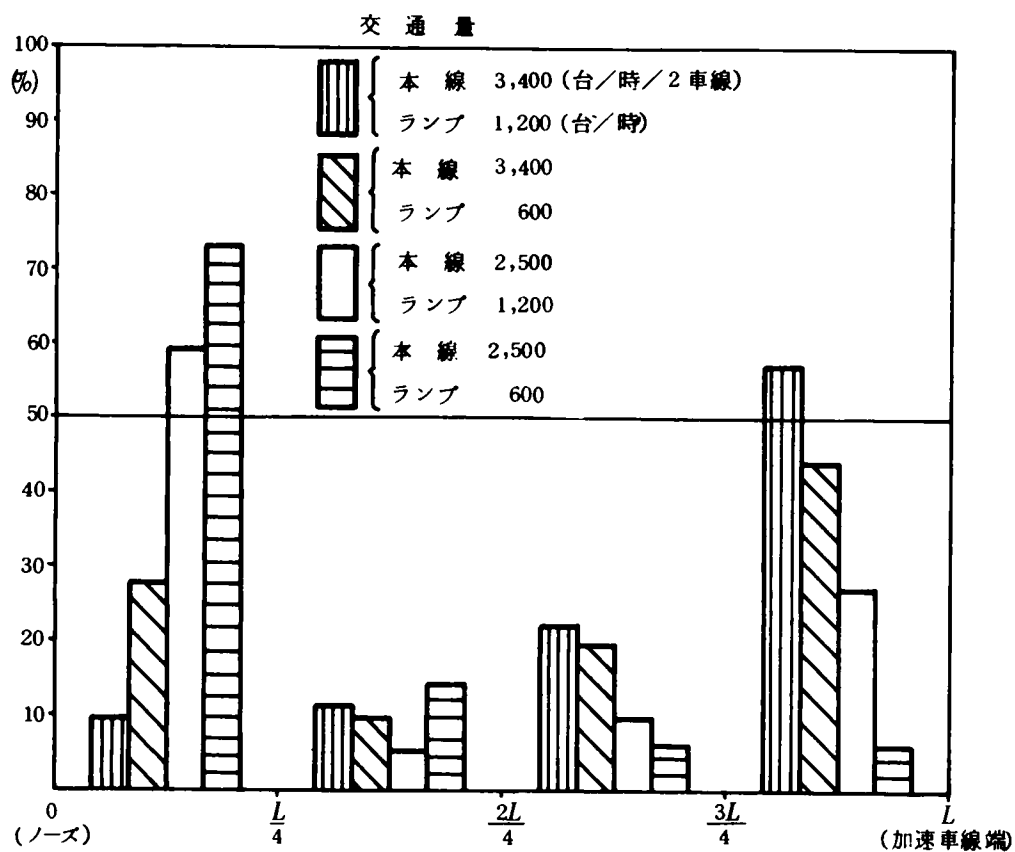


図-4.2.23 合流位置の分布 (加速車線長 120m)

4-3 本線合流部の交通性状

4-3-1 概 説

本線と本線との合流の型式は、通常わが国ではY型合流と側方型合流とに大別される。本節ではこれら合流型式の合流特性とくに速度低下、疎通量など合流部の交通処理上重要な量を評価する。

側方型合流はいわゆる優先権のある通過本線に対して非優先の路線が側方から合流するという形式であって、側方ランプから本線への合流に類似である。したがって、側方型合流の特性については、主としてランプから本線への合流（ランプ合流とよぶ）からの類推を行えばよい。

Y型合流については、原則として優先権といったものがないいわば対等の合流であって、本節ではこの合流特性の解析が中心となる。

4-3-2 Y型合流の特性

Y型合流部における車の走行コースを整理して、模式的に示したものが図-4.3.1である。ちなみに、平面線型がほとんど対称に近いY型合流部の一つである首都高速道路三宅坂インターチェンジ¹¹⁾内の外廻り線合流部における走行コース観測結果によれば、その一例は図-4.3.2のとおりである。この例は総合流交通量が250台/5分の場合の観測結果であるが、このような走行コースのパターンは交通量にあまり関係なくみられると報告されている。

さて、合流諸特性の中でもっとも重要なものの一つは、合流部付近における速度である。合流部付近における速度変化の傾向を定性的にのべれば、上流側からのある速度での流入・合流区間での速度低下・下流部での速度回復というパターンである。以下ではこの合流区間内での速度低下を評価することとする。

合流区間における走行コースを模式的に示した図-4.3.1から、合流区間における速度低下を走行コースの交差と合流との2原因によるものに分解することとする。同図で、コースの分岐による速度変化はないものとしておく。

(1) 交差交通の2, 3の特性

(i) 実験モデル

走行コースの交差にもなり速度低下現象を単純化して、簡単な統計実験によって評価することがここでの目的である。

図-4.3.1に示したように走行コースの交差する点（以下、交差点とよぶ）は6個であって、実際には各交差点での速度変化は互いに他の速度の影響をうけ必ずしも独立に評価できるものでないことは勿論である。下流交差点での交差待ち行列の成長が上流交差点での交差の可否そのものに影響することさえあるのである。しかしながら、ここでは下流交差点からのこのような影響を無視し、上流から下流にむかっての速度低下だけが存在するとして吟味することとする。

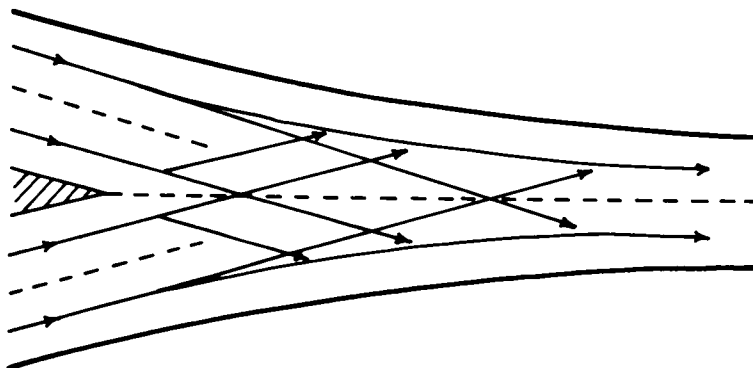


図-4.3.1 Y型合流部における走行コース

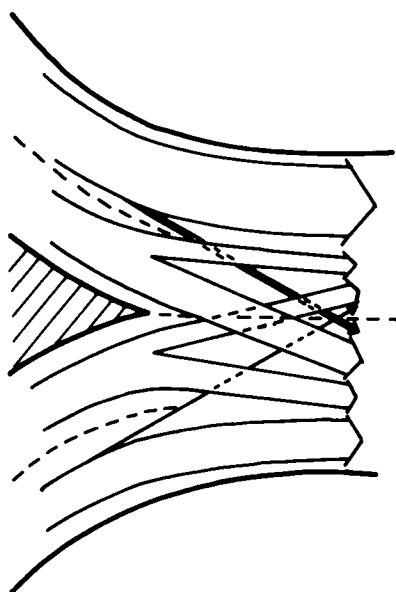


図-4.3.2 Y型合流部における走行コースの一例¹¹⁾

図-4.3.3は、安全な交差のために必要な車の相対位置を示す。コース①上の車の先端が交差上にあるとき、コース②上の車は少なくとも安全間隔だけ後方にいなければならないこと、コース②の車の先端の交差点通過時刻は、コース①上の車の後端（車長にある余裕長を加えた長さ）が交差を通過する時刻以後、したがって、コース②上の車はそのために必要なだけの減速をするものとしている。

このように安全な交差を行なうために、各コース上の車は適当に定めたその発生点であらかじめ速度をおとしつぎの交差点までこの速度で走行するものとする。発生点ではあらかじめ上流からの入りとしての初期速度を与えるのであるが、つぎの交差のためにこのような速度低下を行なうとするのである。

もう一つ速度変更は、同一コース上の車の最小車頭時間の維持に関連する。交差速度決定のための統計実験のフローチャート（図-4.3.4）にしたがって、本統計実験による速度決定の概要をとりまとめたのべておく。

(イ) 上流からの初期速度、車頭時間

発生点において初期入力として与える量である。最上流交差点に対する発生点は適当に定め、その他の交差点に対しては、一つ上流の交差点を発生点とする。

速度：各コースについて上流からの出力としてえられる平均速度を与える。ただし、密度交通量等の関数として扱かうことはしない。

車頭時間：最上流交差点に対してはフェーズ2のアーラン分布を仮定する。2番目以後の交差点に対しては、上流交差点からの出力としての車頭時間分布だけを与え、時系列間隔を与えることはしない。時系列間隔を無視することによって、下流交差点での速度変化にどのような影響を及ぼすかは興味のある問題であるが、ここではこれにたちらない。なお、同一コース上の最小車頭時間は τ で表わす。

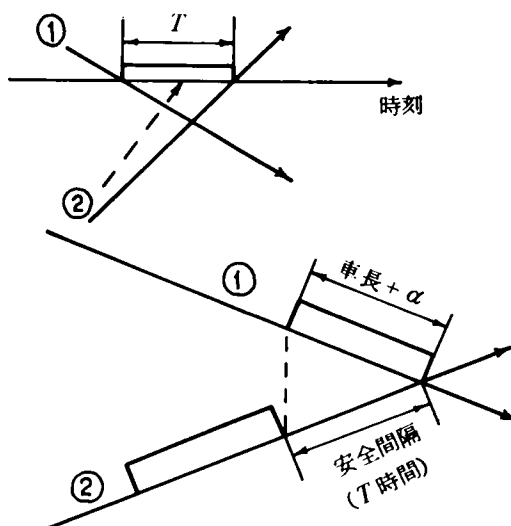


図-4.3.3 交差車の相対位置

(ロ) 交差点到着予定時刻

この時刻を t' として

$$t' = t_0 + l/v_0$$

である。ここに、 t_0 : 発生点における車の発生時刻、 l : 発生点から交差点までの距離、 v_0 は所与の速度で一定値（上流からの出力速度の平均値）である。図-4.3.5に示した破線と交差時刻軸との交差が、この予定時刻の一例を表わしている。

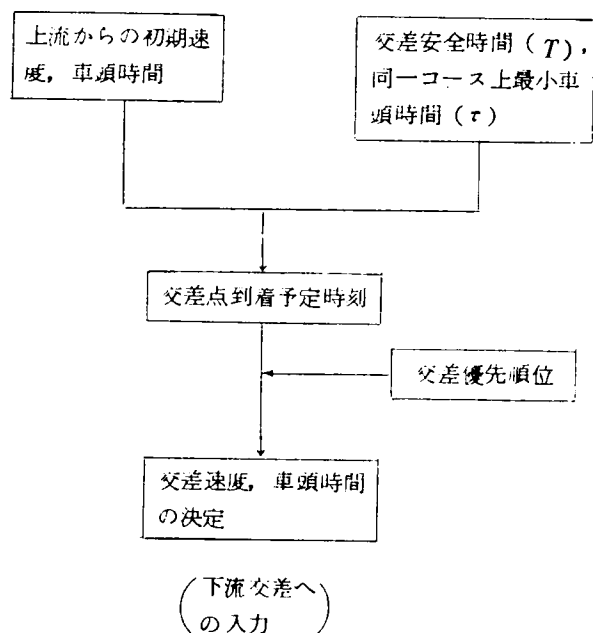


図-4.3.4 交差速度決定のブロック図

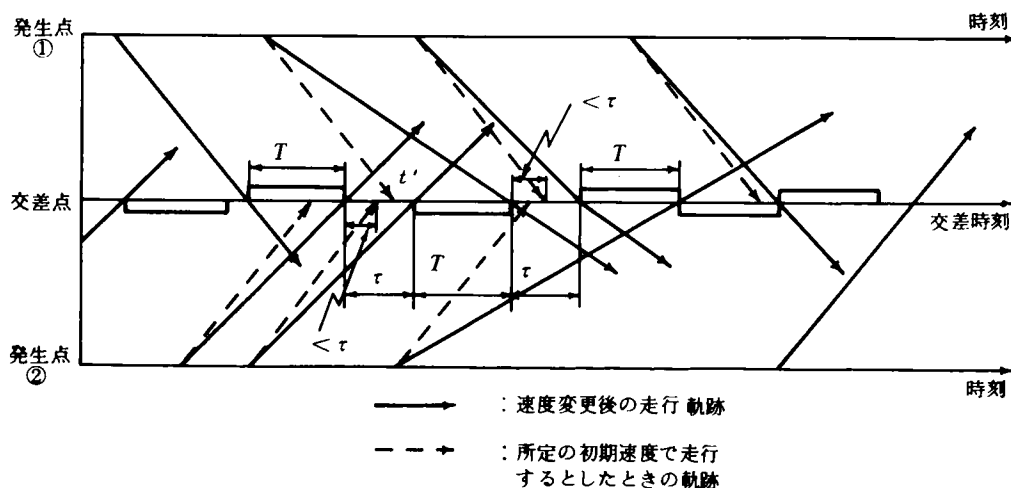


図-4.3.5 交差車の走行軌跡

(ハ) 交差優先順位

原則として交差点への到着予定時刻にしたがった先着優先とする。ただし、1つの例外をおく。

すなわち、同一コース上相つぐ2台の到着間隔（先行車の到着実現時刻から後続車の到着予定時刻までの時間。例を図-4.3.5において「 $\leq \tau$ 」で示す）が、最小間隔 τ より小さい場合には、相手コースからの到着予定時刻にかかわらず、当該後続車が優先交差する。この例外ルールは、交通量の多い方の交差を相対的に優先し、少い方の交差はあるていどためてから一辺となって交差させるむきに作用すると考えられる。実際現象においても、これと類似の傾向が生じていると考えられる。

(二) 交差速度、車頭時間の決定

速度：一つのコース上 i 番目の車について次式による。

$$v_i = l / (t_i - t_{0i})$$

ただし、

t_{0i} = i 車の発生時刻

$$t_i = \max \{ t'_i, t_{i-1} + \tau, t_{j-1} + T \}$$

t'_i = 到着予定時刻 = $t_{0i} + l / v_{0i}$, (v_{0i} : すべての i につき一定)

t_{i-1} = 当該コース上先行車の到着実現時刻

t_{j-1} = 相手コース上最後に交差した車の到着実現時刻

τ = 同一コース上最小車頭時間

T = 交差安全時間

車頭時間：同一コース上の到着実現車頭時間の系列は $t_i - t_{i-1}$ 、車頭時間分布はこの大きさの分布で求められる。

ここで求めた、速度の平均値および車頭時間分布を下流交差点に対する入力とする。なお、実験結果によれば、車頭時間の分布は初期分布とあまりかわらない。

(iii) 実験結果と解析

交通量、速度のいくつかの組み合わせに対して、表-4.3.1に示すような速度低下率をえた。ただし、表4.3.1は、各組み合わせに対して10分×5回の実験結果の平均であり、(1)は第1回目の交差、(2)は(1)の出力である平均速度と車頭時間分布をもちいた2回目の交差の結果をそれぞれ示している。

速度低下率と交通量・速度との関係について2、3の性質をあげることができる。

便宜上、交差を $(Q_1, v_1) \times (Q_2, v_2)$ なる記号で表わすこととする。

(i) 相等しい交通量の交差 $(Q, v) \times (Q, v)$ の場合の速度低下率

表-4.3.1から抜粋して図-4.3.6に示す。図-4.3.6から速度低下率 r は交通量 Q 、速度 v に比例するとみて

表-4. 3. 1 交差による速度低下率 (%)

交差 $(Q_1, v_1) \times (Q_2, v_2)$

$Q_1 \times Q_2$ (台/時)

(1)					(2)				
1000×1000	$v_1 \backslash v_2$	36 Km/h	5 4	7 2	→	$v_1 \backslash v_2$	(36)	(54)	(72)
	36 Km/h	7	2 22	2 34		(36)	6	2 10	1 12
	5 4	—	9	5 18		(54)	—	7	4 11
	7 2	—	—	13		(72)	—	—	7
500×500	$v_1 \backslash v_2$	3 6	5 4	7 2	→	$v_1 \backslash v_2$	(36)	(54)	(72)
	36	3	1 12	1 20		(36)	3	1 9	0 14
	5 4	—	4	1 9		(54)	—	4	2 9
	7 2	—	—	6		(72)	—	—	6
100×100	$v_1 \backslash v_2$	3 6	5 4	7 2	→	$v_1 \backslash v_2$	(36)	(54)	(72)
	36	0.5				(36)	0.5		
	5 4	—	1			(54)	—	1	
	7 2	—	—	1		(72)	—	—	1
1000×500	$v_1 \backslash v_2$	3 6	5 4	7 2	→	$v_1 \backslash v_2$	(36)	(54)	(72)
	36	3 7	1 24	1 36		(36)	2 7	1 13	1 17
	5 4	—	4 9	3 21		(54)	—	3 9	3 12
	7 2	—	—	5 11		(72)	—	—	4 11
1000×100	$v_1 \backslash v_2$	3 6	5 4	7 2	→	$v_1 \backslash v_2$	(36)	(54)	(72)
	36	1 6	0 22	0 33		(36)	0 6	0 13	0 19
	5 4	—	1 8	0 18		(54)	—	0 8	0 13
	7 2	—	—	1 10		(72)	—	—	1 10
500×100	$v_1 \backslash v_2$	3 6	5 4	7 2	→	$v_1 \backslash v_2$	(36)	(54)	(72)
	36	1 3	0 13	0 21		(36)	1 1	0 7	0 10
	5 4	—	1 4	0 11		(54)	—	1 1	0 4
	7 2	—	—	1 5		(72)	—	—	1 1

(注) 斜線の下側, 上側はそれぞれ v_1 , v_2 の速度低下率

空欄は計算していない。また—は実際上意味がないので計算していない。

$$r(\%) = \alpha Qv \quad (\alpha: \text{定数}) \quad (4.3.1)$$

Q : 交通量 (台/時)

v : 速度 (km/h)

を仮定すれば $\alpha = 1.75 \times 10^{-4}$ を得る (ただし, $T = 1.5$ 秒, $\tau = 1.0$ 秒)。いま, 交通量を速度の 2 次関数として

$$Q = av(b - v)$$

を仮定すれば, 結局速度低下率は速度 v だけの関数としてつぎのように表わされる。

$$r = 1.75 \times 10^{-4} \times av^2(b - v) \quad (\%)$$

図-4.3.6 の $r-v$ 平面上の曲線は, $b = 80 \text{ km/h}$, $\max. Q = 1,800 \text{ 台/時}$, したがって $a = 1.25$ としたときの速度低下率

$$r = 2.2 \times 10^{-4} v^2(80 - v) \quad (\%) \quad (4.3.2)$$

を示している。この場合の最大低下率は速度 53.3 km/h のとき約 17% である。

(4) 交差 $(Q_1, v_1) \times (Q_2, v_2)$, $Q_1 \geq Q_2$ の場合の $v_2 (\geq v_1)$ の低下率

$Q_1 = 1000 \text{ 台/時}$ のとき: $Q_2 = 1,000, 500, 100 \text{ 台/時}$ の速度 v_2 の低下率は Q_2 によらずほとんど一定とみなされる。このことから, $Q_2 (\leq 1,000)$ に対して, 表-4.3.2(1) に示したような v_2 の平均低下率がえられる。

$Q_1 = 500 \text{ 台/時}$ のとき: 上と同じことがいえ, $Q_2 (\leq 500)$ の速度 v_2 の低下率が表-4.3.2(2)のように求められる。

表-4.3.2(1), (2)の各値は(1)の対応する値の約 $1/2$ である。いま v_2 の低下率は交差する相手側の交通量 Q_1 に比例するという, 直感的に自明とも考えられる仮説を, 他の交差 $(100, v) \times (100, v)$ によって吟味してみると, $v = 36, 54, 72 \text{ km/h}$ に対して低下率 r はそれぞれ $0.6 \sim 0.7, 0.8 \sim 0.9, 1.0 \sim 1.1 (\%)$ となる。これらの低下率は, 表-5.2.1 の 100×100 に対する低下率にほとんど等しい。

表-4.3.2(1), (2)において, v_2 の低下率は, 各行に着目すると v_2 と共に増加し, また各列に着目すると v_1 と共に低下している。各行について, 対角線上 ($v_2 = v_1$) の低下率を 1 とし, 速度 v_2 のときの相対的な低下率 d_2 を v_2/v_1 の 1 次式

$$d_2 = \beta \left\{ \left(\frac{v_2}{v_1} \right) - 1 \right\} + 1$$

で近似的に表わすこととして β を定めると $\beta = 4.8$ がえられる。

(4)の低下率の式 (4.3.1) $r = \alpha Qv$ は, 交差 $(Q, v) \times (Q, v)$ すなわち相等しい交通流

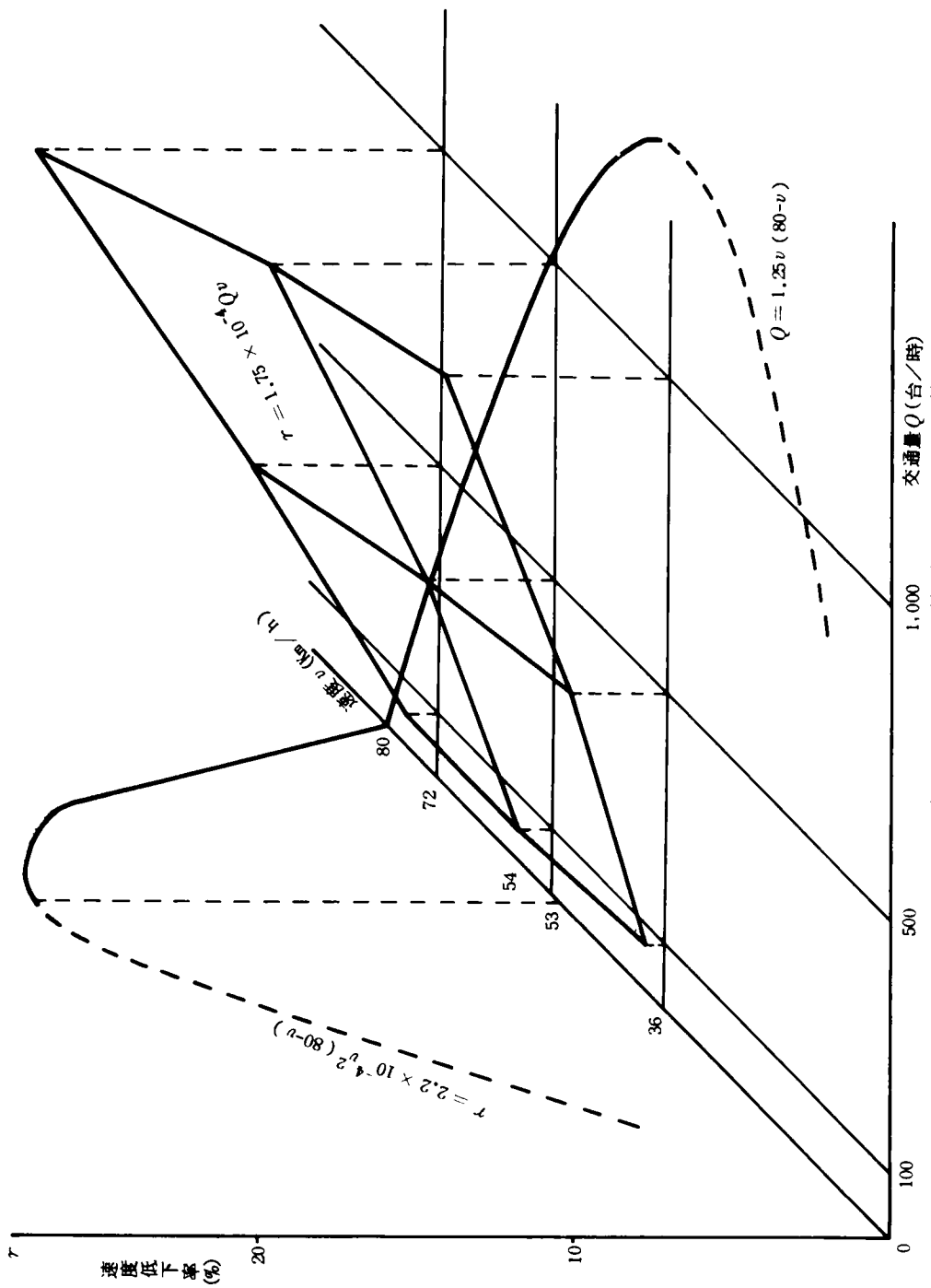


図-4.3.6 交差による速度低下率 (相等的な交通量の交差)

の交差する場合の速度低下率すなわち対角線上の速度低下率を表わすものであった。交差 (Q_1, v_2) , $Q_1 \geq Q_2$, $v_2 \geq v_1$ における v_2 の低下率 r_2 は、対角線上の低下率の d_2 倍であらう。されとて、この Q, v を Q_1, v_1 (対角線上で $v_1 = v_2$) でおきかえて、

$$\begin{aligned} r_2 &= \alpha Q_1 v_1 d_2 \\ &= 1.75 \times 10^{-4} Q_1 v_1 \left[4.8 \left\{ \left(\frac{v_2}{v_1} \right) - 1 \right\} + 1 \right] \\ &= 8.42 \times 10^{-4} Q_1 v_1 \left\{ \left(\frac{v_2}{v_1} \right) - 0.79 \right\}, (\%) \end{aligned} \quad (4.3.3)$$

ただし、 Q_1 : 台/時

v : km/h

$v_2 \geq v_1$

と表わされる。ちなみに、 $v_2 = v_1$ のときは $d_2 = 1$ であるから、 $r_2 = r$ となる。

表-4.3.2(1), (2)の()内は上式による計算値である。

(1)で行なったように、 $Q_1 = 1.25 v_1 (80 - v_1)$ の場合には、低下率は

$$r_2 = 1.05 \times 10^{-3} v_1^3 \left(\frac{80}{v_1} - 1 \right) \left\{ \left(\frac{v_2}{v_1} \right) - 0.79 \right\} (\%), \quad v_2 \geq v_1$$

によって計算される。

表-4.3.2 第1回目交差による速度低下率(%)

(1) 交差 $(Q_1, v_1) \times (Q_2, v_2)$, $Q_1 = 1,000 \geq Q_2$ の場合の v_2 の低下率

$v_1 \backslash v_2$	36 km/h	54	72
36 km/h	7 (6)	23 (21)	35 (36)
54	—	9 (9)	19 (24)
72	—	—	11 (13)

注) v_1 は 1,000 台/時に対する速度

(2) 交差 $(Q_1, v_1) \times (Q_2, v_2)$, $Q_1 = 500 \geq Q_2$ の場合の v_2 の低下率

$v_1 \backslash v_2$	36	54	72
36	3 (3)	12 (11)	20 (18)
54	—	4 (5)	10 (12)
72	—	—	5 (6)

注) v_1 は 500 台/時に対する速度

()内は計算値

(イ) 交差 $(Q_1, v_1) \times (Q_2, v_2)$, $Q_1 \geq Q_2$, $v_1 (\leq v_2)$ の低下率

実験結果は表 4.3.1 各要素の斜線の下側に示されているとおり、全般に低下率は極めて小さい。
 1000×500 , 1000×100 および 500×100 の表の対角要素だけに注目すると、斜線下側の値と上側の値の比はほぼ $Q_2 : Q_1$ に等しい。すなわち、対角要素だけについて、 v_1 の低下率は、 $v_1 = v_2$, $d_2 = 1$ より

$$r_2 \times \frac{Q_2}{Q_1} = \alpha Q_2 v_1 = \alpha Q_2 v_2 \quad (\%), \quad (v_1 = v_2)$$

となって、さきの r と同じ形になる。対角要素以外の低下率は、(ロ)と同様に、上式の d_1 倍であるとして、この d_1 の適当な形を定めることとする。 d_1 は表 4.3.1 から、視察により v_1/v_2 の適当な函数で表わすこととして、 $v_1 \rightarrow 0$ および $v_1 = v_2$ において d_1 0, 1 なる条件の下で、その形を定めると

$$d_1 = (v_1/v_2)^3 \quad v_1 \leq v_2$$

が適当な形の一つである。この形は(ロ)の d_2 とは著しく異なっているが、一応これを持ちいることとして、 $v_1 (\leq v_2)$ の低下率 r_1 は

$$\begin{aligned} r_1 &= \alpha Q_2 v_2 d_1 \\ &= 1.75 \times 10^{-4} Q_2 v_2 (v_1/v_2)^3 \quad (\%) \end{aligned} \quad (4.3.4)$$

ただし、 $v_1 \leq v_2$

によって計算することができる。

表 4.3.3 は、 $Q_2 = 1000, 500, 100$ の場合の v_1 の低下率 r_1 の計算値である。計算値は実験結果に極めてよく一致していることがわかる。

以上とりまとめると、交差 $(Q_1, v_1) \times (Q_2, v_2)$ による速度低下率はつぎのように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} v_1 \text{ の低下率 } \quad r_1 &= \alpha Q_2 v_2 (v_1/v_2)^3 = \alpha Q_2 v_1 (v_1/v_2)^2, \\ &\quad (Q_1 \geq Q_2, v_1 \leq v_2) \\ v_2 \text{ の低下率 } \quad r_2 &= \alpha Q_1 v_1 \left[\beta \left\{ \left(\frac{v_2}{v_1} \right) - 1 \right\} + 1 \right], \\ &\quad (Q_1 \geq Q_2, v_1 \leq v_2) \end{aligned} \right\} \quad (4.3.5)$$

ここに α , β は交差点が 1 台の交差車によってブロックされる時間の関数 $\alpha(T)$, $\beta(T)$ と考えられるが、これを本実験のように小さすぎるとは思われるが、一応 1.5 秒と仮定すると

$$\alpha = 1.75 \times 10^{-4}$$

$$\beta = 4.8$$

また、 Q , v はそれぞれ台/時, Km/h である。

以上によって、第1回目の交差による速度低下率が計算される。第2回目の交差への入力速度は

$$v_1' = v_1 \left(1 - \frac{r_1}{100}\right),$$

$$v_2' = v_2 \left(1 - \frac{r_2}{100}\right)$$

によって与えられるから、この v_1', v_2' を上式に代入してそれぞれの低下率 r_1', r_2' を求めることができるはずである。

表4.3.4の()内数値は上式による第2回目の交差による速度低下率である。計算値は全般に実験結果によく合

ているといえるが、どちらかといえば、 r_2' の方がよく合っているようである。

ただし、この計算に際しては、交通量 Q_1, Q_2 は v_1', v_2' によらず最初と与えたままの一定値とし、また r_1, r_2 はいずれも $v_1 \leq v_2$ なる範囲内の式であるから、 $v_1' \geq v_2'$ となる場合には $v_1' = v_2'$ とした。本計算に限ってい

ば、 $v_1' \geq v_2'$ は表4.3.4のうち(2), (4)の対角線上でおこっているが、これを $v_1' = v_2'$ とすることによって計算値は若干ながら実験値に近くなる

v_1, v_2 の低下率 r_1, r_2 を上流交差点から順次計算することによって、最下流交差点からの出力としての速度が計算されることがわかった。

(2) 合流の速度と容量

ここにいう合流は1回以上の交差を行ってきた各コース上の車が、最後に左側および右側の車線上の流れに合流することであって、図4.3.1に示したように、合流点の数は左、右それぞれ3個ある。この合流に関しては、左右両側車線上の流れを主流、これに対して各コースから合流してくる流れを従の流れとそれぞれみなすことによって、ランプ(従の流れ)から本線(主流)への合流にアナロジーすることとする。

表4.3.3 第1回目の交差による速度低下率

(1) 交差 $(1000, v_1) \times (1000, v_2)$ ($v_1 \leq v_2$) における v_1 の低下率 r_1 (%)

$v_1 \backslash v_2$	36 Km/h	54	72
36 Km/h	7 (6)	2 (3)	2 (2)
54		9 (9)	5 (5)
72			13 (13)

(2) 交差 $(1000, v_1) \times (500, v_2)$ ($v_1 \leq v_2$) における v_1 の低下率 r_1 (%)

$v_1 \backslash v_2$	36	54	72
36	3 (3)	1 (1)	1 (0.8)
54		4 (5)	3 (3)
72			5 (6)

(3) 交差 $(1000, v_1) \times (100, v_2)$ ($v_1 \leq v_2$) における v_1 の低下率 r_1 (%)

$v_1 \backslash v_2$	36	54	72
36	1 (0.6)	0 (0.8)	0 (0.2)
54		1 (1)	0 (0.6)
72			1 (1)

注 () は計算値

表－4.3.4 第2回目の交差による速度低下率の実験値と計算値

(1) 1000×1000 の場合の v_2' の低下率 r_2'

(%)

$(v_1) \backslash (v_2)$	3 6 km/h	5 4	7 2
3 6 km/h	6 (6)	1 0 (1 2)	1 2 (1 5)
5 4		7 (9)	1 1 (1 2)
7 2			7 (1 1)

(2) 1000×500 の場合の v_2' の低下率 r_2'

(%)

$(v_1) \backslash (v_2)$	3 6	5 4	7 2
3 6	7 (6)	1 3 (1 2)	1 7 (1 5)
5 4		9 (9)	1 2 (1 1)
7 2			1 1 (1 2)

(3) 1000×1000 の場合の v_1' の低下率 r_1'

$(v_1) \backslash (v_2)$	3 6	5 4	7 2
3 6	6 (6)	2 (4)	1 (4)
5 4		7 (9)	4 (8)
7 2			7 (1 1)

(4) 1000×500 の場合の v_1' の低下率 r_1'

$(v_1) \backslash (v_2)$	3 6	5 4	7 2
3 6	2 (3)	1 (2)	1 (2)
5 4		3 (4)	3 (4)
7 2			4 (5)

注) $(v_1) \cdot (v_2)$: 第1回目の交差への入力初期速度 (km/h)

() 内数値 : 計算値

図-4.3.7は、図-4.3.1のうち、ここにいう合流を模式的に示したのである。同図で①、②、③は各コースからの流れ、④はたとえば図-4.3.1の一番下の車線の流れであって、①、②、③はランプからの交通流、④は本線交通流とみなすのである。ただし、図-4.3.7に示した全合流区間を実際にはどのように設定するかという問題があるのであるが、たとえばノーズから下流に向かって巾員がある車線数になる位置までというように考えておく。さらに、①、②、③の流れに対しては、図-4.3.8に示すように、合流区間の設定のし方がいくつか考えられるが、破線で示したように、1本の流れの合流と考えればよいであろう。

図-4.3.8において、 $(①+②+③)$ をランプ交通流に対応させてここでは合流交通流、④は本線外側車線交通流に対応するがこれを主交通流とそれぞれよぶこととする。加速車線長に相当する L は合流区間長とよんでおく。

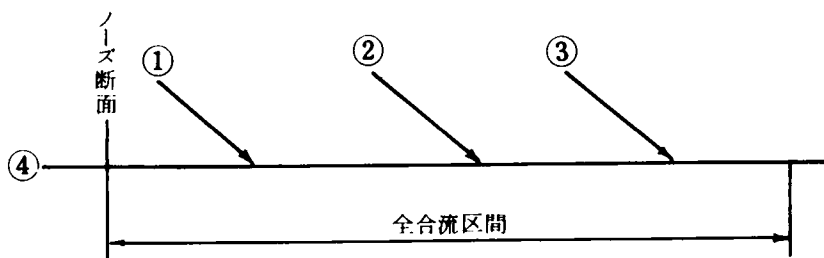


図-4.3.7 各コースからの合流の模式化

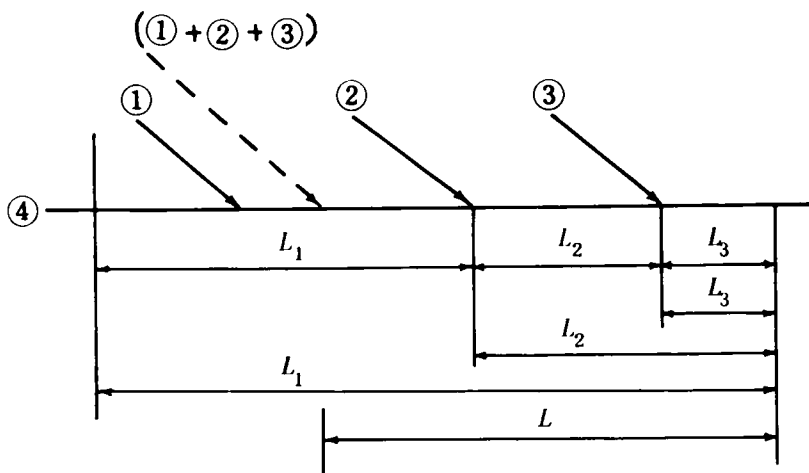


図-4.3.8 合流区間の設定の一例

(i) 合流による速度低下

図-4.3.9(1),(2)は主交通流および合流交通流の区間速度を合流交通量に対して示したものである。この図は図-4.2.15(1)~(4)の対象区間平均速度から作成したものである。図-4.3.10(1),(2)は主交通量に対してその区間速度を示している。図-4.3.11は主交通量および合流交通量に対する主交通流の区間速度を示す。この図は、図-4.2.16と実質上同じものである。ただ図-4.2.16は本線総交通量とランプ交通量に対して区間速度が示されている。

さきに図-4.2.16に対して仮定したと同形の式

$$u = a' Q' q + (b' Q' + c')$$

ただし

u : 主交通流の区間平均速度 (Km/h)

Q' : 主交通量 (台/時)

q : 合流交通量 (台/時)

c' : 70 Km/h

$$Q' \leq 700, \quad q \leq 1,000$$

を仮定して a' , b' を求めるとつぎのようになる。

$$a' = -1.53 \times 10^{-5}$$

$$b' = -1.39 \times 10^{-3}$$

したがって

$$u = 70 - 1.53 \times 10^{-5} Q' q - 1.39 \times 10^{-3} Q' \quad (4.3.6)$$
$$Q' \leq 700, \quad q \leq 1,000$$

$Q' > 700$, $q > 1,000$ の場合には、図-4.3.11より明らかなように区間速度は急激に低下するので、上式は成立しない。ちなみに、 $Q' = 700$, $q = 1,000$ に対して計算値は $u = 58.3$ Km/h, これに対し実験値は 57.6 Km/h であってほとんど一致している。

上式は、前節で推定した合流部容量のくみ合せ $Q' = 1,000$, $q = 600 \sim 700$ に対しては適用されない。したがってもっと広い範囲の Q' , q に対する速度推定式の決定という問題が残されている。

(ii) 合流容量

合流待ち停止台数の増加は合流部の疎通を物理的に妨げることになるから、この点の考察を行っておくことが大切である。

ランプ合流部のシミュレーション結果は、合流待ち行列についてつぎのことを示している。

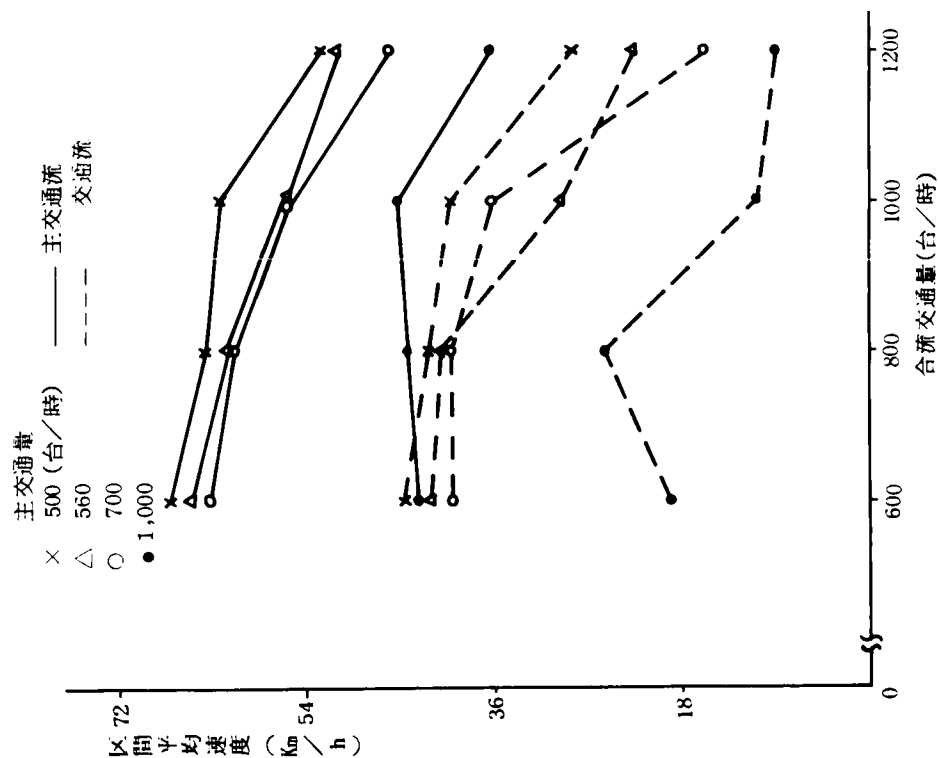


図-4.3.9(1) 合流交通量と区間平均速度
 (合流区間長 70m, 主交通希望速度
 70 km/h, 合流交通速度 40 km/h)

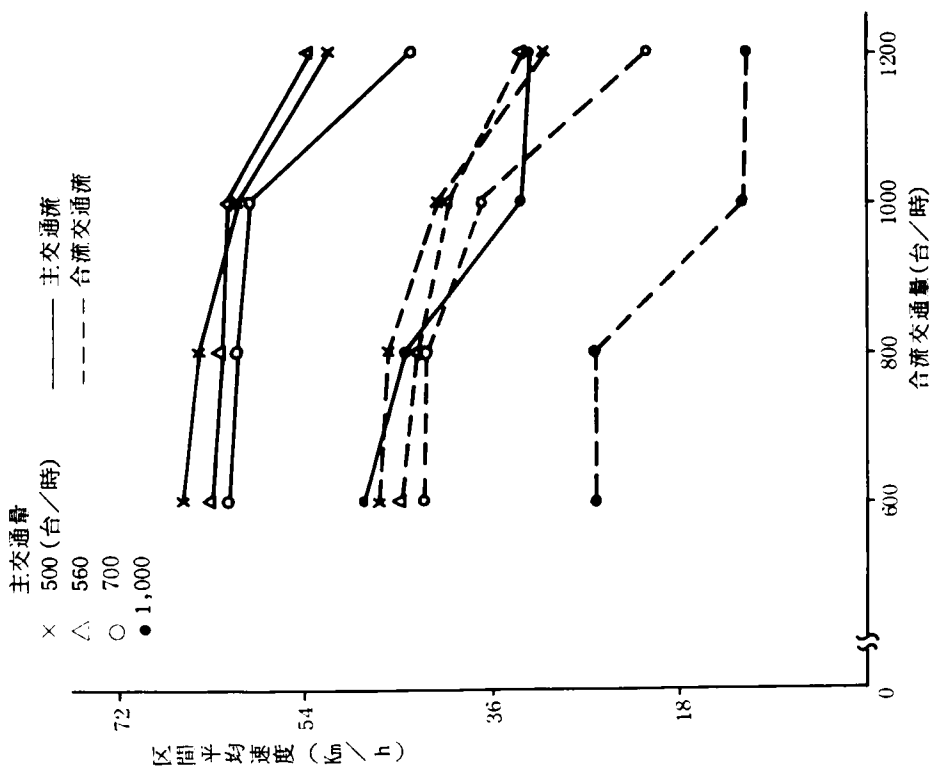


図-4.3.9(2) 合流交通量と区間平均速度
 (合流区間長 120m, 他は(1)に同じ)

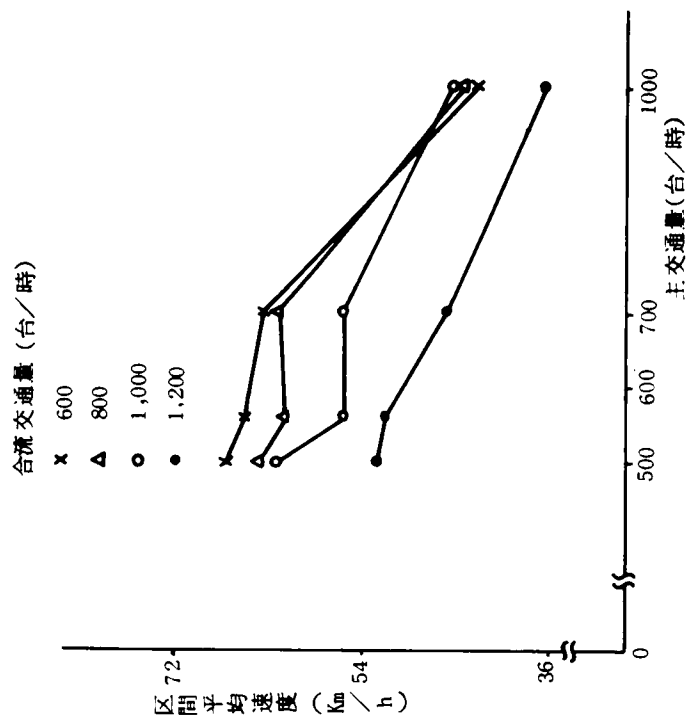


図-4.3.10(1) 主交通量と主交通流区間平均速度
(合流区間長 70 m)

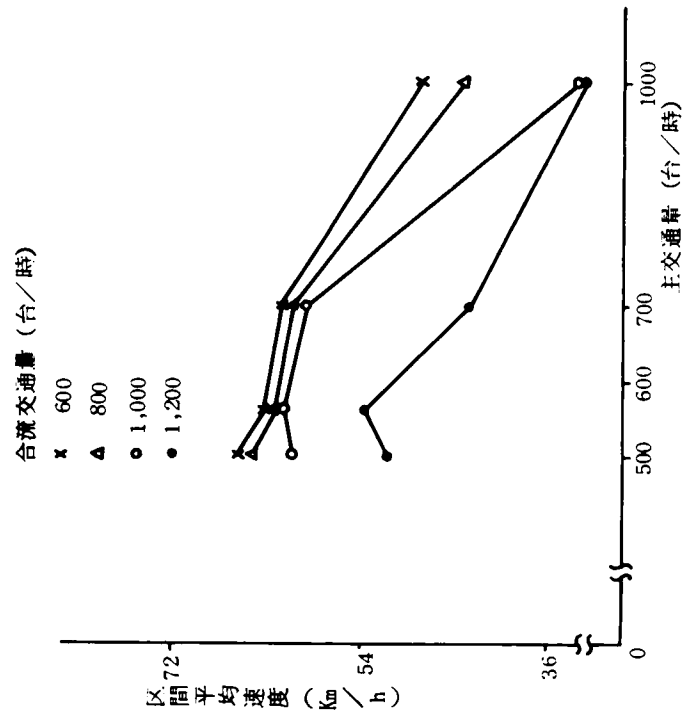


図-4.3.10(2) 主交通量と主交通流区間平均速度
(合流区間長 120 m)

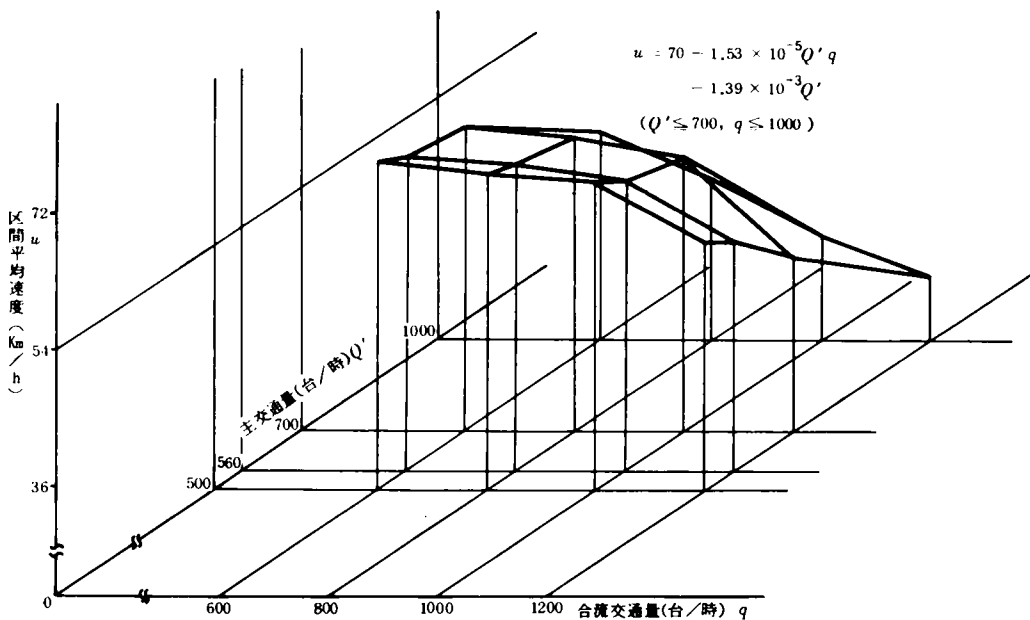


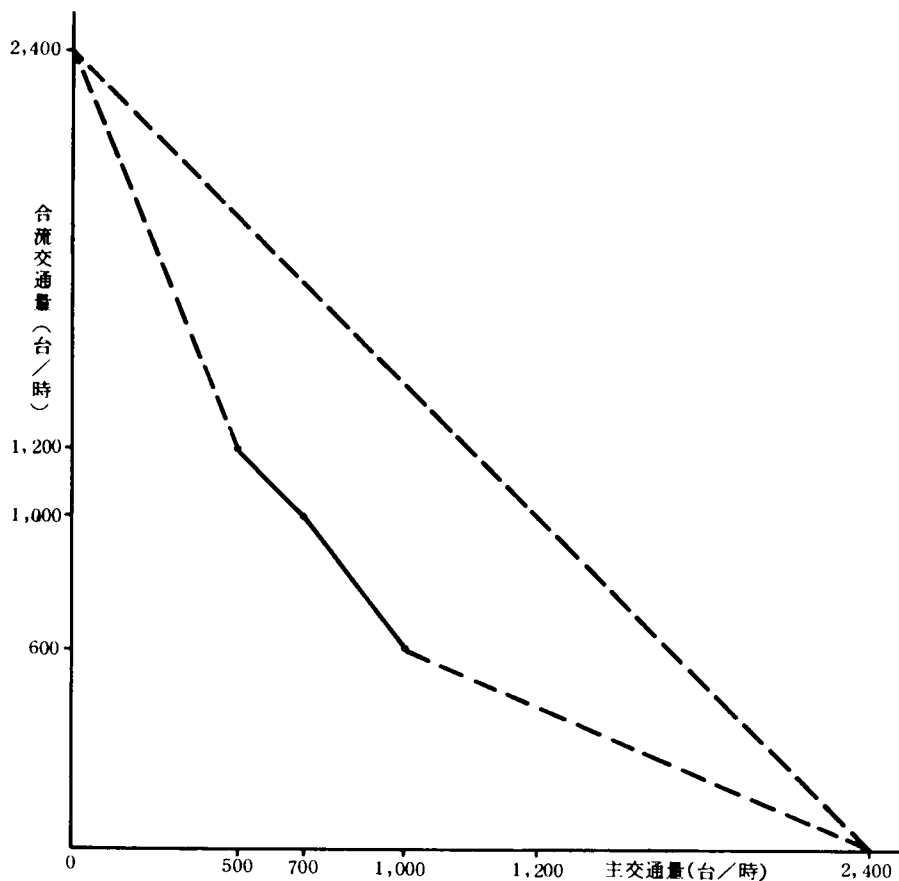
図-4.3.11 合流及び主交通量に対する主交通流区間速度

- (イ) 主交通量500台/時に対して合流交通量1,200台/時以下の場合、合流待ち台数は約2台以下であって、この時間的変動は小さい。
- (ロ) 主交通量700台/時に対して合流交通量1,000台/時以下ならば停止台数は2台以下であって時間的変動も小さいが、合流交通量が1,200台/時のときは停止台数が時間と共に増大することがある。
- (ハ) 主交通量1,000台/時のとき、合流交通量が600台/時以下ならば停止台数は10台前後で平衡するが、合流交通量が800台/時以上では停止台数は時間と共に増大する。
- (イ), (ロ), (ハ)より、合流に際して停止台数が10台前後で平衡状態に達することを条件として合流容量を定めると、つぎのような組み合わせがその一部としてあげられる。

(台/時)		
主交通量	合流交通量	合 計
500	1,200	1,700
700	1,000	1,700
1,000	600	1,600

ただし、上述(i)より明らかであるが、 $(500, 1,200)$ 、 $(700, 1,000)$ のくみ合せは、ここにいう合流可能量に対して、若干小さい組み合わせである。(i)でのべたように、これらのくみ合せは、主交通の区間速度が急激に低下するような限界もしくはその近辺の交通量であり、これらをもって合流容量とすることは妥当であると考えられる。

図—4.3.12 に上の3点をプロットしてある。破線で示した直線は、もし合流による速度低下等の乱れが皆無であれば、合流部の容量は一定であることを表わしている（1車線容量をともに2,400台/時と仮定）。一方の交通量が0の場合、他方は2,400台/時の容量をもつとして、上の3点の他に $(0, 2,400)$ 、 $(2,400, 0)$ なる2点を加えて、これら5点を結ぶ曲線をつくれば、一つの容量曲線とみなすことができるであろう。ここではデータ数が少ないのでこの曲線の推定はしない。一部ではあるが、実線の下領域が合流部における疎通可能交通量を示している。



図—4.3.12 合 流 容 量

iii) 合流車の合流前の速度と主交通の速度

前節 4-2-3 (1)(v) においてすでに検討した。合流車の速度上昇の効果は、主交通流の局部的速度低下を緩和するが、両交通量の増加と共に効果がなくなる。

4-3-3 側方型合流の特性

はじめにのべたように、これについては、ランプ合流部の特性と類似するところが多く、改めてふれない。ランプ合流部と基本的に異なる点は、側方からの路線が2車線もしくはそれ以上であること、その速度が通常ランプより高速であることである。これらの相異点によって、部分的にランプ合流部の特性と異なってくる点があると考えられる。たとえば、合流車の速度が高いために、通過本線の速度低下が緩和されることがある。しかしながら、この効果は両交通量レベルの上昇と共に消滅する。

(4-2-3 (1) の (iv))。交通量が増大すれば、通過本線優先の原則に従って、側方路上には合流待ち行列が発生し、挙動はランプ合流部に類似となるのである。

4-3-4 Y型合流現象へのもう一つのアプローチ¹³⁾

シミュレーションモデルとは別に、Y型合流現象を圧縮性流体にアナロジーすることによってモデル化する試みである。本モデルは、Y型合流の特性に関して具体的な解析を行なうにはなお、問題点を含んでおり、これらについて改良の余地があるが、ごく基礎的な段階のモデルとして2, 3の計算結果と共に示しておく。

(1) Y型合流の流体モデル

図-4.3.13に示すようなY型合流部を考える。

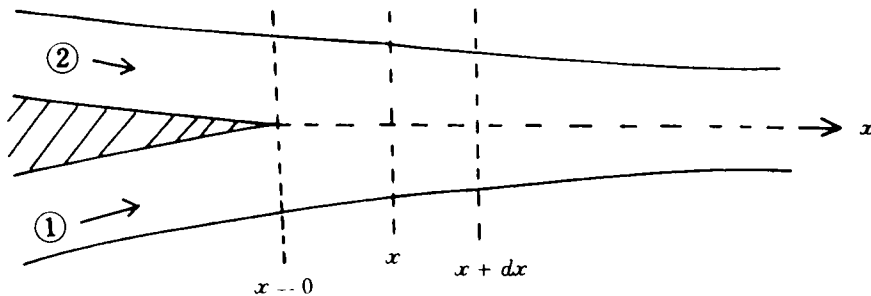


図-4.3.13 Y 型 合 流

このような合流部では一般に、交通流の分岐・交差・合流がおこるために、速度低下等の現象が生ずるのであるが、このような現象の程度はこの部分の幾何構造の他に、上流からの交通流の状態によって左右されると考えられる。たとえば、図-4.3.13において①からの交通量が②からの交通量にくらべて大きい場合には、図の下側車線から上側車線へ移って流れようとする車が比較的多くなり、このために流線の交差・合流が上側において多くおこり、これにもとづく速度低下の現象が生ずるのである。また、①、②からの交通量がまったく等しければこのような交差・合流はおこり難く、したがって交差・合流にもとづく速度低下はあまりおこらないであろう。ただ、交通量の時間的変動が大きい場合には、長時間の平均交通量が等しくてもやはり下から上へあるいは上から下へ移行して流れる車が多くなると考えられるが、ここではこの時間的変動は考えない。

さて、図-4.3.13に示したように、ノーズ端から下流向きに x 座標をとる。また、簡単のために、各流入路①、②からの交通流については車線区分をしないでおく。わが国においてY型合流の場合には、たとえば、 $x=0$ より上流部では①、②は各2車線で下流部では2車線という型が採用されることが多い。また、 $x=0$ の上流付近では、車は左端・右端の車線に集中して流れており、上述の簡便化は必ずしも現象に忠実であるとは言い難いのであるが、合流区間における基礎的なモデル設定のために、このように簡便化することとする。

以下でもちいる記号はつぎのとおりである。

- $q_i(x, t)$: 断面 x , 時刻 t における交通量
- $k_i(x, t)$: 同じく単位巾当りの平均密度
- $u_i(x, t)$: " 平均速度
- $p_i(x, t)$: " 単位巾当りの平均圧力
- $b_i(x)$: 断面 x の巾員

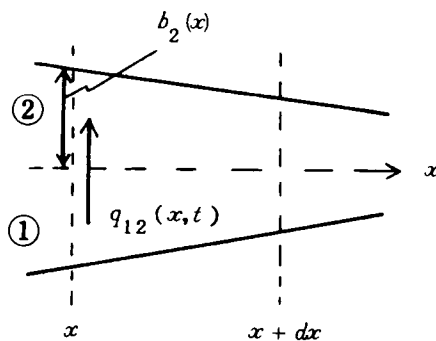


図-4.3.14 下(①)から上(②)への流れ $q_{12}(x, t)$

図-4.3.14に示すように、図の下側、上側をそれぞれ①、②としてこれらの量を考えそれぞれ $i = 1, 2$ で示すことにする。なお、 $k_i(x, t)$, $p_i(x, t)$, ($i=1, 2$) はいずれも断面 x 上単位巾員当りの平均密度、圧力であり、また $u_i(x, t)$ は断面 x の平均速度である。さきにのべたように、①から②へ移動する交通量を

$q_{12}(x, t)$: 断面 x , 時刻 t において①から②へ移る交通量 (台/時/単位長)

と表わしておく。

上側②の部分で微小区間 dx についての連続の式は

$$\begin{aligned} \int_t^{t+dt} \left\{ q_2(x, y) - q_2(x+dx, y) + \int_x^{x+dx} q_{12}(z, y) dz \right\} dy \\ = \int_x^{x+dx} \left\{ k_2(z, t+dt) - k_2(z, t) \right\} b_2(z) dz \end{aligned}$$

と表わされる。すなわち、微小区間 dx を通って①から②へ移動する交通量は $\int_x^{x+dx} q_{12}(z, t) dz$ であるから、左辺は微小時間 dt の間に、 x 軸と2つの断面 x , $x+dx$ とで囲まれた部分に流入・流出する交通量の和 (増加量) である。右辺は、時間 dt 内のこの部分の密度の増加である。

上式から結局次式を得る。

$$\frac{\partial q_2(x, t)}{\partial x} + \frac{\partial k_2(x, t) b_2(x)}{\partial t} = q_{12}(x, t) \quad (4.3.7)$$

運動方程式については、つぎのように考える。時刻 t における $x \sim x+dx$ の間の台数は

$$\int_x^{x+dx} k_2(z, t) b_2(z) dz$$

であり、また、断面 x における流れ方向の速度 $u_2(x, t)$ の変化 (加速度) は

$$\frac{Du_2(x, t)}{Dt} = \frac{\partial u_2(x, t)}{\partial t} + u_2(x, t) \frac{\partial u_2(x, t)}{\partial x}$$

である。

ここで、考えている微小部分に作用する力として

圧力 $P_2(x, t)$ 剪断力 $\tau(x, t)$

の2つを考える (図-4.3.15)。ここで、圧力の交通工学的な意味づけは困難であるが、ここではたとえば密度の大きい流れでは圧力が高いというように考えておくこととする。剪断力については——ここでは剪断力という言葉は流体力学にならってつかっているにすぎないが——つぎのように考えたものである。下側①と上側②との間に速度差がある場合、たとえば②の速度が①より大きいときには、①を流れている車はより速度の大きい②へ移って流れようとするものと考え、①から②へ移る車の

ために②の流れは減速を強いられるであろう。このことはあたかも相対速度を減少させ速度を一様化する方向に作用する力すなわち剪断力が存在する様に解釈できるであろう。この力の符号は、下側①が上側②を減速させるむきに力を及ぼしているとき正とする（図- 4.3.15）。なお、このとき②は①を加速するような同じ大きさの負の力を及ぼしている。

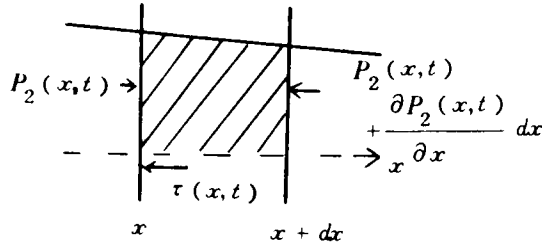


図- 4.3.15 微小部分に働く力

さて、②の微小部分に対して作用する力の総和は、図- 4.3.15から x の負のむきに

$$-\frac{\partial P_2(x, t)}{\partial x} dx - \int_x^{x+dx} \tau(z, t) dz$$

ただし、 $P_2(x, t) = p_2(x, t) b_2(x)$

以上により、運動方程式は

$$\begin{aligned} & \int_x^{x+dx} k_2(z, t) b_2(z) dz \cdot \left\{ \frac{\partial u_2(x, t)}{\partial t} + u_2(x, t) \frac{\partial u_2(x, t)}{\partial x} \right\} \\ &= -\frac{\partial p_2(x, t) b_2(x)}{\partial x} dx - \int_x^{x+dx} \tau(z, t) dz \end{aligned}$$

となる。

上式では、流れの方向と x 軸の方向とが完全に一致するものとして取扱っているが、厳密には、平均流れの方向は x 軸の方向に一致しないであろう。平均流れの方向は x 軸に対してある角度をもっているであろうが、上では、この角度を微小なものとして無視した。

上の運動方程式を変形して結局次式を得る。

$$\frac{\partial u_2(x, t)}{\partial t} + u_2(x, t) \frac{\partial u_2(x, t)}{\partial x} = -\frac{1}{k_2(x, t) b_2(x)} \left\{ \frac{\partial p_2(x, t) b_2(x)}{\partial x} + \tau(x, t) \right\}$$

(4.3.8)

ただし、 $\tau(x, t)$ は台・Km/(時)²/Kmなる単位をもつ。

さきにのべたように、圧力 $P_2(x, t) = p_2(x, t) b_2(x)$ については、交通工学的に明確な意味づけが困難であるが、これを密度の関数と考えて、

$$p_2(x, t) = \alpha \{k_2(x, t)\}^n \quad (4.8.9)$$

なる関係を仮定する。 α 、 n は定数である。

また交通量については

$$q_2(x, t) = k_2(x, t) b_2(x) u_2^2(x, t) \quad (4.3.10)$$

が成立つ。

以上は、上側②についての式であるが、下側①についても同様に次の各式がえられる。

$$\frac{\partial q_1(x, t)}{\partial x} + \frac{\partial k_1(x, t) b_1(x)}{\partial t} = -q_{12}(x, t) \quad (4.3.11)$$

$$\frac{\partial u_1(x, t)}{\partial t} + u_1(x, t) \frac{\partial u_1(x, t)}{\partial x} = \frac{-1}{k_1(x, t) b_1(x)} \left\{ \frac{\partial p_1(x, t) b_1(x)}{\partial x} - \tau(x, t) \right\} \quad (4.3.12)$$

$$p_1(x, t) = \alpha \{k_1(x, t)\}^n \quad (4.3.13)$$

$$q_1(x, t) = k_1(x, t) b_1(x) u_1(x, t) \quad (4.3.14)$$

$b_i(x) (i=1, 2)$ は合流区間の巾員に応じて与えられる関数であるから、 $q_{12}(x, t)$ および $\tau(x, t)$ の形が定まれば $u_i(x, t)$ 、 $k_i(x, t)$ あるいは $q_i(x, t)$ 、($i=1, 2$)が求められる。

$q_{12}(x, t)$ の形としては、上と下との密度の差や速度の差あるいは流れ方向の密度勾配などをもちいる種々の関数が考えられる。たとえば比較的簡単なものとして直感的に

$$(イ) \quad q_{12}(x, t) = \beta \{k_1(x, t) - k_2(x, t)\}$$

$$(ロ) \quad q_{12}(x, t) = \tau \{u_2(x, t) - u_1(x, t)\}$$

$$(ハ) \quad q_{12}(x, t) = \delta \left\{ \frac{\partial k_1(x, t)}{\partial x} - \frac{\partial k_2(x, t)}{\partial x} \right\}$$

あるいは $q_{12} = \delta' \frac{\partial k_1(x, t)}{\partial x} \{k_1(x, t) - k_2(x, t)\}$ などの形が考えられるが、たとえばイなどは、

$k_1 > k_2$ すなわち、①の密度が②にくらべて極めて大きい場合でも、それぞれの勾配 $\partial k_1 / \partial x$ 、 $\partial k_2 / \partial x$ が相等しければ $q_{12} = 0$ となることなどから不適当と考えられる。同じようなことが $q_{12} =$

$\delta \cdot \frac{\partial k_1}{\partial x} (k_1 - k_2)$ についてもいえ、この場合には $(k_1 - k_2)$ にかかわらず $\partial k_1 / \partial x = 0$ ならば $q_{12} = 0$ となる。したがって、必ずしも満足なものとは思われないが、ここでは(4)を仮定することとする。 $(k_1 - k_2)$ のもっと複雑な関数を検討することも無意味ではなからう。以上により、

$$q_{12}(x, t) = \beta \{ k_1(x, t) - k_2(x, t) \} \quad (4.3.15)$$

β の単位は $\text{Km}/\text{時}$ である。

つぎに $\tau(x, t)$ については、①，②間の速度差に比例し、①から②への移動量 q_{12} に比例する形を仮定するのが直感にあうように思われるので次式を仮定する。

$$\begin{aligned} \tau(x, t) &= \eta q_{12}(x, t) \{ u_2(x, t) - u_1(x, t) \}, \quad \eta > 0 \\ &= \beta \eta \{ k_1(x, t) - k_2(x, t) \} \{ u_2(x, t) - u_1(x, t) \} \end{aligned} \quad (4.3.16)$$

ただし、 $k_1 > k_2$ ($u_1 < u_2$)

ここで、 $k_1 > k_2$ ならば $u_2 - u_1 > 0$ したがって $\tau > 0$ であるが、 $k_1 < k_2$ のときは、 $u_2 - u_1 < 0$ であってやはり $\tau > 0$ となる。しかるに、 τ の概念についてはすでにのべたように（図-4.3.15 参照）、 $k_1 < k_2$ 、 $u_2 - u_1 < 0$ ならば、上側②から下側①への交通量の移動のために下側①の流れを減速（上側を加速）する向きの力が生じるのであるから $\tau < 0$ でなければならない。したがって、式(4.3.16)の形を仮定する限り、 $k_1 > k_2$ ($u_2 - u_1 > 0$) なる範囲に限定しておく必要がある。本モデルでは、構造的にまったく対称な合流区間を扱っているので、 $k_1 > k_2$ ($u_2 - u_1 > 0$) の範囲内の解をえておけば十分である。

以上、式(4.3.7)～(4.3.16)を整理して次式を得る。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x} \{ k_1(x, t) b_1(x) u_1(x, t) \} + \frac{\partial}{\partial t} \{ k_1(x, t) b_1(x) \} \\ & = -\beta \{ k_1(x, t) - k_2(x, t) \} \end{aligned} \quad (4.3.17)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (k_2 b_2 u_2) + \frac{\partial}{\partial t} (k_2 b_2) = \beta (k_1 - k_2) \quad (4.3.18)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u_1(x, t)}{\partial t} + u_1(x, t) \frac{\partial u_1(x, t)}{\partial x} = - \frac{1}{k_1(x, t) b_1(x)} \left[\alpha \frac{\partial k_1(x, t) b_1(x)}{\partial x} \right. \\ & \quad \left. - \beta \eta \{ k_1(x, t) - k_2(x, t) \} \{ u_2(x, t) - u_1(x, t) \} \right] \end{aligned} \quad (4.3.19)$$

$$\frac{\partial u_2}{\partial t} + u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x} = -\frac{1}{k_2 b_2} \left\{ \alpha \frac{\partial k_2 b_2}{\partial x} + \beta \eta (k_1 - k_2) (u_2 - u_1) \right\} \quad (4.3.20)$$

ただし、式 (4.3.9), (4.3.13) で $n=1$ を仮定した。

さきにのべたように b_1, b_2 は与えられるから、式 (4.3.17) ~ (4.3.20) をとけば u_1, u_2, k_1, k_2 がえられる。

いま定常な流れの場合、式 (4.3.17) ~ (4.3.20) はつぎのようになる。

$$\frac{d}{dx} (k_1 b_1 u_1) = -\beta (k_1 - k_2) \quad (4.3.21)$$

$$\frac{d}{dx} (k_2 b_2 u_2) = \beta (k_1 - k_2) \quad (4.3.22)$$

$$k_1 b_1 u_1 \frac{du_1}{dx} + \alpha \frac{dk_1 b_1}{dx} = \beta \eta (k_1 - k_2) (u_2 - u_1) \quad (4.3.23)$$

$$k_2 b_2 u_2 \frac{du_2}{dx} + \alpha \frac{dk_2 b_2}{dx} = -\beta \eta (k_1 - k_2) (u_2 - u_1) \quad (4.3.24)$$

これをさらに変形して

$$k_1 b_1 \frac{du_1}{dx} + b_1 u_1 \frac{dk_1}{dx} + u_1 k_1 \frac{db_1}{dx} = -\beta (k_1 - k_2) \quad (4.3.21)'$$

$$k_2 b_2 \frac{du_2}{dx} + b_2 u_2 \frac{dk_2}{dx} + u_2 k_2 \frac{db_2}{dx} = \beta (k_1 - k_2) \quad (4.3.22)'$$

$$k_1 b_1 u_1 \frac{du_1}{dx} + \alpha b_1 \frac{dk_1}{dx} + \alpha k_1 \frac{db_1}{dx} = \beta \eta (k_1 - k_2) (u_2 - u_1) \quad (4.3.23)'$$

$$k_2 b_2 u_2 \frac{du_2}{dx} + \alpha b_2 \frac{dk_2}{dx} + \alpha k_2 \frac{db_2}{dx} = -\beta \eta (k_1 - k_2) (u_2 - u_1) \quad (4.3.24)'$$

ここで

$$u_1 / \sqrt{\alpha} = U_1, u_2 / \sqrt{\alpha} = U_2, \beta / \sqrt{\alpha} = \theta$$

とおくと

$$k_1 b_1 \frac{dU_1}{dx} + U_1 \left(b_1 \frac{dk_1}{dx} + k_1 \frac{db_1}{dx} \right) = -\theta (k_1 - k_2) \quad (4.3.25)$$

$$k_2 b_2 \frac{dU_2}{dx} + U_2 \left(b_2 \frac{dk_2}{dx} + k_2 \frac{db_2}{dx} \right) = \theta (k_1 - k_2) \quad (4.3.26)$$

$$k_1 b_1 U_1 \frac{dU_1}{dx} + \left(b_1 \frac{dk_1}{dx} + k_1 \frac{db_1}{dx} \right) = \theta \eta (k_1 - k_2) (U_2 - U_1) \quad (4.3.27)$$

$$k_2 b_2 U_2 \frac{dU_2}{dx} + \left(b_2 \frac{dk_2}{dx} + k_2 \frac{db_2}{dx} \right) = -\theta \eta (k_1 - k_2) (U_2 - U_1) \quad (4.3.28)$$

式 (4.3.25), (4.3.27) の両辺を $k_1 b_1$, 式 (4.3.26), (4.3.28) の両辺を $k_2 b_2$ でそれぞれわけて, 結局次式を得る。

$$\frac{dU_1}{dx} + U_1 \left(\frac{1}{k_1} \frac{dk_1}{dx} + \frac{1}{b_1} \frac{db_1}{dx} \right) = -\frac{\theta}{b_1} (1 - k_2/k_1) \quad (4.3.29)$$

$$\frac{dU_2}{dx} + U_2 \left(\frac{1}{k_2} \frac{dk_2}{dx} + \frac{1}{b_2} \frac{db_2}{dx} \right) = \frac{\theta}{b_2} (k_1/k_2 - 1) \quad (4.3.30)$$

$$U_1 \frac{dU_1}{dx} + \left(\frac{1}{k_1} \frac{dk_1}{dx} + \frac{1}{b_1} \frac{db_1}{dx} \right) = \frac{\theta \eta}{b_1} (1 - k_2/k_1) (U_2 - U_1) \quad (4.3.31)$$

$$U_2 \frac{dU_2}{dx} + \left(\frac{1}{k_2} \frac{dk_2}{dx} + \frac{1}{b_2} \frac{db_2}{dx} \right) = -\frac{\theta \eta}{b_2} (k_1/k_2 - 1) (U_2 - U_1) \quad (4.3.32)$$

ただし, $k_1/k_2 > 1$

式 (4.3.29) ~ (4.3.32) から

$$\frac{dk_1}{dx} = \frac{k_1}{b_1} \left[-\frac{db_1}{dx} + \frac{\theta (1 - k_2/k_1) \{ \eta (U_2 - U_1) + U_1 \}}{1 - U_1^2} \right] \quad (4.3.33)$$

$$\frac{dk_2}{dx} = \frac{k_2}{b_2} \left[-\frac{db_2}{dx} + \frac{\theta (1 - k_1/k_2) \{ \eta (U_2 - U_1) + U_2 \}}{1 - U_2^2} \right] \quad (4.3.34)$$

$$\frac{dU_1}{dx} = -\frac{\theta}{b_1} \cdot \frac{(1 - k_2/k_1) \{ \eta U_1 (U_2 - U_1) + 1 \}}{1 - U_1^2} \quad (4.3.35)$$

$$\frac{dU_2}{dx} = -\frac{\theta}{b_2} \cdot \frac{(1 - k_1/k_2) \{ \eta U_2 (U_2 - U_1) + 1 \}}{1 - U_2^2} \quad (4.3.36)$$

$$k_1/k_2 > 1$$

ところで, 式 (4.3.35), (4.3.36) のかわりに密度と速度との関係をもちいれば次式が成立つ。

$$\frac{dU_1}{dx} = \frac{dU_1}{dk_1} \cdot \frac{dk_1}{dx}, \quad \frac{dU_2}{dx} = \frac{dU_2}{dk_2} \cdot \frac{dk_2}{dx} \quad (4.3.37)$$

したがって、密度と速度との関係が与えられたならば dU/dk をもちいて dU_1/dx , dU_2/dx がえられる。

以下、この $U \sim k$ の関係について検討する。

式 (4.3.17), (4.3.19) を再記すると

$$\frac{\partial}{\partial t}(k_1 b_1) + \frac{\partial}{\partial x}(k_1 b_1 u_1) = -\beta(k_1 - k_2) \quad (4.3.17)$$

$$\frac{\partial u_1}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x} = -\frac{1}{k_1 b_1} \left\{ \alpha \frac{\partial}{\partial x}(k_1 b_1) - \beta \eta(k_1 - k_2)(u_2 - u_1) \right\} \quad (4.3.19)$$

ここで、 $k_1 = k_2 = k$ とおいて、 $b_1 = b, u_1 = u$ と表わすことにすると、式 (4.3.17), (4.3.19) は

$$b \frac{\partial k}{\partial t} + kb \frac{\partial u}{\partial x} + bu \frac{\partial k}{\partial x} + uk \frac{db}{dx} = 0 \quad (4.3.38)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\alpha}{k} \frac{\partial k}{\partial x} + \frac{\alpha}{b} \frac{db}{dx} = 0 \quad (4.3.39)$$

$u \sim k$ の関係をしるために、巾員が一樣な道路すなわち $b = \text{constant} (\neq 0)$ の場合を考えて、式 (4.3.38), (4.3.39) 左辺で $db/dx = 0$ とおけば

$$\frac{\partial k}{\partial t} + k \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial k}{\partial x} = 0 \quad (4.3.40)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\alpha}{k} \frac{\partial k}{\partial x} = 0 \quad (4.3.41)$$

$u = f(k)$ とおくと¹⁵⁾

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{du}{dk} \cdot \frac{\partial k}{\partial x} = f' \frac{\partial k}{\partial x}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{du}{dk} \frac{\partial k}{\partial t} = f' \frac{\partial k}{\partial t}$$

$$f' = \frac{du}{dk}$$

これを式 (4.3.40), (4.3.41) に代入すると

$$\frac{\partial k}{\partial t} + (u + kf') \frac{\partial k}{\partial x} = 0 \quad (4.3.42)$$

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \left(u + \frac{\alpha}{kf'}\right) \frac{\partial k}{\partial x} = 0 \quad (4.3.43)$$

式 (4.3.42), (4.3.43) で係数の作る行列式を 0 とおいて,

$$(kf')^2 = \alpha (> 0)$$

$$kf' = -\sqrt{\alpha}, f' = \frac{du}{dk} < 0$$

すなわち

$$k \frac{dU}{dk} = -1 \quad U = u\sqrt{\alpha} \quad (4.3.44)$$

これをといて

$$U + \ln k = C$$

$k = k_j$ で $U = 0$ とすれば, $C = \ln k_j$ であるから, 次のような速度～密度の関係を得る。

$$U = -\ln(k/k_j) \quad (4.3.45)$$

ただし, k_j = jam density (台/km/単位巾員)

これは, Greenberg¹⁶⁾ の解である。

いま $q = kU$ とおくと, 式 (4.3.45) より $dU/dk = -1/k$ であるから

$$\frac{dq}{dk} = U + k \frac{dU}{dk} = U - 1$$

$dq/dk = 0$ とおけば, 臨界状態の速度 $U_c = 1$ がえられる。したがって, $U_c = u_c/\sqrt{\alpha} = 1$ より $\sqrt{\alpha} = u_c$ で, $\sqrt{\alpha}$ は臨界状態の実速度, $U = u/\sqrt{\alpha}$ は臨界速度に対する相対速度を表わすことがわかる。なお, 当然のことながら, 臨界密度を k_c とすると, $-\ln(k_c/k_j) = 1$ より, $k_c = k_j e^{-1}$ である。

さて, $dU/dk = -1/k$ を式 (4.3.37) に代入すると,

$$\begin{aligned} \frac{dU_1}{dx} &= -\frac{1}{k_1} \frac{dk_1}{dx} \\ &= -\frac{1}{b_1} \left[-\frac{db_1}{dx} + \theta \cdot \frac{(1 - k_2/k_1) \{ \eta(U_2 - U_1) + U_1 \}}{1 - U_1^2} \right] \end{aligned} \quad (4.3.46)$$

$$\frac{dU_2}{dx} = -\frac{1}{b_2} \left[-\frac{db_2}{dx} + \theta \cdot \frac{(1-k_1/k_2) \{ \eta(U_2-U_1) + U_2 \}}{1-U_2^2} \right] \quad (4.3.47)$$

式(4.3.46)と(4.3.35), 式(4.3.47)と(4.3.36)とはそれぞれ相等しいものであることが以下に示される。

式(4.3.46)の右辺〔 〕内第2項の分子のうち{ }内を変形して

$$\begin{aligned} \eta(U_2-U_1) + U_1 &= \eta U_1(U_2-U_1) + 1 - \eta U_1(U_2-U_1) - 1 + \eta(U_2-U_1) + U_1 \\ &= \eta U_1(U_2-U_1) + 1 + (1-U_1) \{ \eta(U_2-U_1) - 1 \} \end{aligned}$$

したがって, 式(4.3.46)は

$$\frac{dU_1}{dx} = \frac{1}{b_1} \frac{db_1}{dx} + \left[\frac{dU_1}{dx} \right] - \frac{\theta}{b_1} \cdot \frac{(1-k_2/k_1) \{ \eta(U_2-U_1) - 1 \}}{1+U_1}$$

ただし, $\left[dU_1/dx \right]$ は式(4.3.35)の右辺を表わす。したがって

$$\frac{1}{b_1} \frac{db_1}{dx} - \frac{\theta(1-k_2/k_1) \{ \eta(U_2-U_1) - 1 \}}{b_1(1+U_1)} = 0 \quad (4.3.48)$$

ならば, 式(4.3.46)の左辺: $dU_1/dx = \left[dU_1/dx \right]$ が成立つ。

上式を変形して,

$$(1+U_1) \frac{db_1}{dx} + \theta(1-k_2/k_1) - \theta \eta(1-k_2/k_1)(U_2-U_1) = 0$$

式(4.3.25), (4.3.27)から

$$\begin{aligned} \theta(1-k_2/k_1) &= -b_1 \frac{dU_1}{dx} - \frac{U_1}{k_1} \left(b_1 \frac{dk_1}{dx} + k_1 \frac{db_1}{dx} \right) \\ \theta \eta(1-k_2/k_1)(U_2-U_1) &= b_1 U_1 \frac{dU_1}{dx} + \frac{1}{k_1} \left(b_1 \frac{dk_1}{dx} + k_1 \frac{db_1}{dx} \right) \end{aligned}$$

これを上式に代入して整理すれば

$$\begin{aligned} b_1(1+U_1) \left(\frac{dU_1}{dx} + \frac{1}{k_1} \frac{dk_1}{dx} \right) &= 0 \\ b_1(1+U_1) &\neq 0 \end{aligned}$$

任意の断面において, 式(4.3.45)が成立つから

$$\frac{dU_1}{dx} + \frac{1}{k_1} \frac{dk_1}{dx} = 0$$

したがって、式 (4.3.48) が成立ち、式 (4.3.35) と (4.3.46) とは同じものである。式 (4.3.36) と (4.3.47) についても同様である。

(2) 数値計算のためのデータ

$k_1(x)$, $k_2(x)$ は式 (4.3.33), (4.3.34) によって数値計算を行なうが, $U_1(x)$, $U_2(x)$ は式 (4.3.35), (4.3.36) または式 (4.3.46), (4.3.47) あるいは式 (4.3.45) のいずれをもちいてもよいわけである。ここでは, $U_1(x)$, $U_2(x)$ は, プログラミングの便宜上式 (4.3.46), (4.3.47) によって数値計算する。

定数 θ , η の値は適当に仮定する必要がある。 $\theta = \beta / \sqrt{\alpha}$ についてみると, さきにみたとおり, $\sqrt{\alpha}$ は臨界速度であって妥当な値を定めることができるであろうが, β の大きさが不明であるので, 結局 θ は適当な値を仮定しつつ試行錯誤的に妥当と思われる値を定めなければならない。 θ の役割については, たとえば式 (4.3.46)

$$\frac{dU_1}{dx} = -\frac{1}{b_1} \frac{db_1}{dx} - \theta \frac{(1 - k_2/k_1) \{ \eta (U_2 - U_1) + U_1 \}}{b_1 (1 - U_1^2)}$$

の右辺第 2 項から明らかのように, 合流区間内で流れ (x 軸) の方向の速度 (あるいは密度) 勾配の大きさを左右する比例定数である。 η についても同様の効果をもつといえるが, θ にくらべてその効果は小さいものと推測される。いずれにしても, θ , η については, 計算結果を観測値に対してチェックすることによって妥当な値を定めなければならないであろう。なお, θ , η はいずれもノンディメンジョンである。ちなみに, $\theta = \beta / \sqrt{\alpha}$ についてみると β は速度のディメンジョンをもち, $\sqrt{\alpha}$ は臨界速度である。

(i) 合流区間の道路巾員

図-4.3.16 に示すように, この合流区間で巾員が直線的に減少する場合を考える。

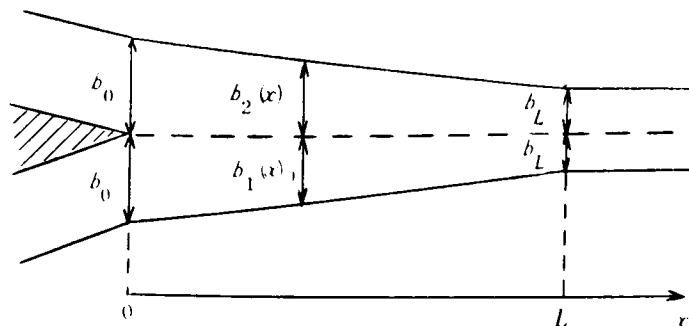


図-4.3.16 合流区間の巾員

$$b_1(x) = b_2(x) = b_0 - \left(\frac{b_0 - b_L}{L} \right) x, \quad (0 \leq x \leq L)$$

$$b_0 = 7.0 \text{ m (1 車線巾員を } 3.5 \text{ m として 2 車線)}$$

$$b_L = 3.5 \text{ m (1 車線)}$$

$$L = 100, 200 \text{ (m)}$$

$$(ii) \text{ jam density } k_j = 170 \text{ (台/Km/1 車線 (3.5 m))}$$

$$(iii) \text{ } x=0 \text{ における初期密度}$$

$$\begin{cases} k_2(0) = 20 \text{ (台/Km/1 車線 (3.5 m) に対して)} \\ k_1(0) = 30 \sim 90 \text{ (台/Km/1 車線 (3.5 m)) の間 5 きざみ} \\ k_2(0) = 30, 40, 50 \\ k_1(0) = 40, 50, 60 \\ k_2(0) = 110 \\ k_1(0) = 120 \end{cases}$$

$$(iv) \text{ } x=0 \text{ における初期速度}$$

$$U(0) = -\ln(k(0)/k_j)$$

$$(v) \text{ } \theta, \eta$$

$$\theta = 0.1, \quad \eta = 0.1 \text{ を仮定する。}$$

なお、このように直線の巾員関数を考えると、 $x=0$ および $x=L$ において db/dx が存在しないのであるが、計算に際しては、 $[db/dx]_{x=0+}$ および $[db/dx]_{x=L-}$ の値をもちいることにする。これによる結果の誤差については別に検討の余地がある。

(3) 計算結果と考察

表-4.3.5～4.3.8 に計算結果の一部を、また図-4.3.17～4.3.19 に所与の諸数値に対する計算結果を示す。 $k_1(0)$ 、 $k_2(0)$ の値によって極めて特色のある結果が示されているが、これをみるのに、 dk/dx の性質を吟味しておくこととする。

式(4.3.33)、(4.3.34)を再記すると、

$$\frac{dk_1}{dx} = \frac{k_1}{b_1} \left[-\frac{db_1}{dx} + \frac{\theta(1-k_2/k_1) \{ \eta(U_2 - U_1) + U_1 \}}{1 - U_1^2} \right] \quad (4.3.33)$$

$$\frac{dk_2}{dx} = \frac{k_2}{b_2} \left[-\frac{db_2}{dx} + \frac{\theta(1-k_1/k_2) \{ \eta(U_2 - U_1) + U_2 \}}{1 - U_2^2} \right] \quad (4.3.34)$$

表-4.3.5 合流区間の密度, 速度など

$$k_1(0)=60, k_2(0)=20 \text{ 台/Km/3.5 m}$$

$$k_c > k_1(0) > k_2(0)$$

位置 xm	k_1	k_2	U_1	U_2	C_1	C_2
0.00	17.1	5.7	1.04	2.14	0.04	1.14
10	13.5	6.9	1.28	1.96	0.28	0.96
20	12.6	7.9	1.35	1.81	0.35	0.81
30	12.3	8.9	1.38	1.69	0.38	0.69
40	12.3	10.0	1.38	1.58	0.38	0.58
50	12.5	11.1	1.36	1.48	0.36	0.48
60	13.0	12.2	1.32	1.38	0.32	0.38
70	13.7	13.3	1.26	1.29	0.26	0.29
80	14.7	14.6	1.19	1.20	0.19	0.20
90	16.0	16.0	1.11	1.11	0.11	0.11
100	17.6	17.6	1.02	1.02	0.02	0.02

(注) 1) k_1, k_2 の単位=台/Km/m2) $U=u/u_c, u_c$ =臨界速度3) $C=d(kU)/dk=U-1$ 4) k_c =臨界密度= $k_j e^{-1}=62.5$ 台/Km/3.5 m5) $\theta=0.1, \eta=0.1$

6) 合流区間長=100 m

表-4.3.6 合流区間の密度, 速度など

$$k_1(0)=60, k_2(0)=50 \text{ 台/Km/3.5 m}$$

$$k_c > k_1(0) > k_2(0)$$

位置 xm	k_1	k_2	U_1	U_2	C_1	C_2
0.00	17.1	14.3	1.04	1.22	0.04	0.22
10	16.4	15.7	1.09	1.13	0.09	0.13
20	17.0	16.9	1.05	1.06	0.05	0.06
30	17.9	17.9	0.998	0.998	-0.002	-0.002
40	19.0	19.0	0.94	0.94	-0.06	-0.06
50	20.3	20.3	0.87	0.87	-0.13	-0.13
60	21.7	21.7	0.80	0.80	-0.20	-0.20
70	23.4	23.4	0.73	0.73	-0.27	-0.27
80	25.4	25.4	0.65	0.65	-0.35	-0.35
90	27.7	27.7	0.56	0.56	-0.44	-0.44
100	30.4	30.4	0.47	0.47	-0.53	-0.53

(注) 表-4.3.5 (注)に同じ

表- 4.3.7 合流区間の密度, 速度など

$$k_1(0) = 65, k_2(0) = 20 \text{ 台/Km} / 3.5 \text{ m}$$

$$k_1(0) > k_c > k_1(0)$$

位置 xm	k_1	k_2	U_1	U_2	C_1	C_2
0.00	18.6	5.7	0.96	2.14	-0.04	1.14
10	25.6	7.8	0.64	1.83	-0.36	0.83
20	29.9	11.3	0.48	1.46	-0.52	0.46
30 (注2)	(32.2)	(15.2)	(0.41)	(1.16)	(-0.59)	(0.16)
40						
50						
60						
70						
80						
90						
100						

(注) 1) 表- 4.3.5(注)に同じ

2) $x = 26 \text{ m}$ における値

表- 4.3.8 合流区間の密度, 速度など

$$k_1(0) = 120, k_2(0) = 110 \text{ 台/Km} / 3.5 \text{ m}$$

$$k_1(0) > k_2(0) > k_c$$

位置 xm	k_1	k_2	U_1	U_2	C_1	C_2
0.00	34.3	31.4	0.35	0.44	-0.65	-0.56
10	36.3	32.8	0.29	0.39	-0.71	-0.61
20	38.5	34.4	0.23	0.35	-0.77	-0.65
30	40.9	36.2	0.17	0.30	-0.83	-0.70
40	43.6	38.1	0.11	0.24	-0.89	-0.76
50	46.6	40.4	0.04	0.18	-0.96	-0.82
60 (注2)	(48.5)	(42.0)	(0.000)	(0.15)	(-0.999)	(-0.85)
70						
80						
90						
100						

(注) 1) 表- 4.3.5(注)に同じ

2) $x = 56 \text{ m}$ における値

ただし,

$$k_1 > k_2 \text{ (したがって } U_1 < U_2 \text{)}$$

まず, $b_1(x) = b_2(x)$ として単調減少の直線を仮定したから, $-db_1/dx = -db_2/dx = \text{const.} > 0$.

つぎに、右辺〔 〕内第2項をそれぞれ i_1, i_2 とおくと、 $k_1 > k_2$ ($U_1 < U_2$) および $\theta, \eta > 0$ であることから、 i_1, i_2 はつぎのような符号をもつ。

(i) $k_c > k_1(0) > k_2(0)$ ($1 < U_1(0) < U_2(0)$) のとき

$$i_1 < 0, i_2 > 0$$

(ii) $k_1(0) > k_c > k_2(0)$ のとき

$$i_1 > 0, i_2 > 0$$

(iii) $k_1(0) > k_2(0) > k_c$ のとき

$$i_1 > 0, i_2 < 0$$

ここに、 k_c は臨界密度であって、本計算では jam density を $k_j = 170$ (台/Km/1車線 (3.5m)) と仮定しているから、 $k_c = k_j \cdot e^{-1} = 62.5$ (台/Km/1車線 (3.5m)) である。

(i) $k_c > k_1(0) > k_2(0)$ の場合

図-4.3.17 (1), (2), (3), (4) は $k_c > k_1(0) > k_2(0)$ なる初期密度を与えた場合の密度及び速度変化を示す。これによると、密度の低い方の車線の初期密度 ($k_2(0)$) を一定とした場合、密度の高い方の車線の密度 $k_1(0)$ が大きいほど急速に減少する。このことは、 $k_2(0)$ (したがって $U_2(0)$) を一定とした場合

$$\lim_{k_1 \rightarrow k_c} i_1 = \lim_{U_1 \rightarrow 1+} i_1 = -\infty$$

で示されている。速度については、符号だけが逆でこれと同様のことがいえる。図-4.3.17 (1), (2) において、曲線⑧は $k_1(0) = 60, k_2(0) = 50$ 台/Km/1車線に対する密度、速度を示すが、 $x = 30$ m 付近で臨界密度、臨界速度をきっている。⑧の場合には、 $k_1 = k_c, U_1 = 1$ となる地点 ($x \approx 30$ m) より上流の地点で $k_1 = k_2$ となったために、この地点より下流では車線①, ②間の密度差がなく、したがって車線間の交通量の移動はもはやおこらず、下流での流れは、巾員の変化のみによる密度増加、速度低下のある流れとなる。ちなみに、 $k_1 = k_2$ ならば $i_1 = i_2 = 0$ である。

図-4.3.17 (1), (2) においては、 $\theta = 0.1, \eta = 0.1$ なる仮定に対し、 $x = 90 \sim 100$ m の付近で $k_1 = k_2, U_1 = U_2$ となっている。一旦減少した密度 k_1 もしだいに増加し、 $x = 100$ m では初期密度 $k_1(0)$ より高い値を示している。 $x = 0, 100$ m における k_1, U_1 の差をみると、 $k_1(100) - k_1(0), U_1(0) - U_1(100)$ は $k_1(0)$ が大きいほど小さくなっている。すなわち、一定の $k_2(0)$ に対し、合流区間下流端におけるより高密度の車線側の密度増加量、速度低下量は、当該車線の初期密度 $k_1(0)$ が大きいほど (ただし k_c のはんいで) 小さいという結果が示されている。ちなみに、 $k_2(0) = 20$ (台/Km/1車線 (3.5m)), $k_1(0) = 30, 60$ (台/Km/1車線 (3.5m)) のとき (図-4.3.17 (1), (2) の曲線①, ⑦), 合流区間の上流端 $x = 0$ m と下流端 $x = 100$ m とにおける全断面平均速度の差を計算し

てみるとつぎのとおりである。

(イ) $k_1(0)=30$, $k_2(0)=20$ (台/Km/1車線(3.5))のとき

$$\begin{aligned} x=0 : \overline{U(0)} &= 1.94 \\ &\} \overline{U(100)} - \overline{U(0)} = -0.70 \\ x=100 : \overline{U(100)} &= 1.24 \end{aligned}$$

(ロ) $k_1(0)=60$, $k_2(0)=20$ (台/Km/1車線(3.5m))のとき

$$\begin{aligned} x=0 : \overline{U(0)} &= 1.60 \\ &\} \overline{U(100)} - \overline{U(0)} = -0.59 \\ x=100 : \overline{U(100)} &= 1.01 \end{aligned}$$

すなわち、平均速度の低下はロの方が小さい。

さて、図-4.3.17(1),(3)は合流区間長がともに100mの場合の密度変化を示しているが、図-4.3.17(1)に示された密度曲線⑤、⑦、図(3)に示された①、②を比較してみよう。⑤と①、⑦と②はそれぞれ初期密度の和が等しい。すなわち、

$$\begin{cases} \text{⑤: } k_1(0) + k_2(0) = 50 + 20 = 70 \\ \text{①: } k_1(0) + k_2(0) = 40 + 30 = 70 \\ \text{⑦: } k_1(0) + k_2(0) = 60 + 20 = 80 \\ \text{②: } k_1(0) + k_2(0) = 50 + 30 = 80 \end{cases}$$

しかるに、この区間100m内で、⑤、⑦は渋滞域にいたらず、①、②はそれぞれ80m,90m付近で渋滞域に入っている。すなわち、ここに仮定した、 $\theta, \eta=0.1$ の下で $k_1(0)+k_2(0) > k_c$ であれば、渋滞を生ずる場合とそうでない場合とがある。図にみられるように、 $k_2(x)$ の増加は、 $k_1(x)$ の減少にくらべて極めてゆるやかである。このことは交通量～密度曲線 $q \sim k$ 曲線より $dq/dk_1 < dq/dk_2$

($k_c > k_1 > k_2$)であるから当然のことであって、下側の車線(①)から上側の車線(②)へ移って来る交通量を流すために上側(②)の密度増加は下側(①)の密度減少より小さくてよいことを意味している。本モデルの仮定のもとで、 $k_2(x)$ は下流にむかってほぼ直線的にかつ $k_1(0)+k_2(0)=$ 一定であれば $k_2(0)$ によらずほぼ相等しい勾配で増加するのであるから、 $k_2(0)$ が大きければより早く渋滞域に達することになるのである。ただし、ここに仮定した θ, η の値については、さきにのべたようになお検討の余地がある。なお、図-4.3.17(4)は合流区間長 $L=200m$ の場合である。合流区間が長くなると、100m地点における密度は図-4.3.17(1),(3)とくらべて低いのであるが、さらに下流に向かって巾員減少の効果によって密度増加をうけて渋滞域に至ることになる。合流区間長との関係についてはなお検討しなければならない。

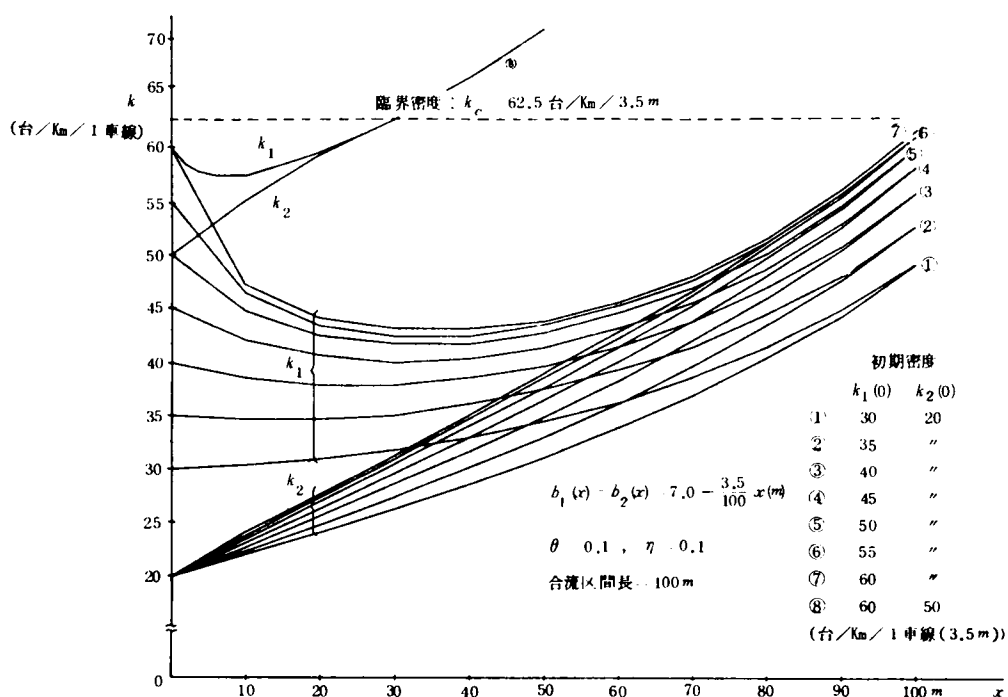


図-4.3.17 (1) 合流区間の密度変化 ($k_c > k_1(0) > k_2(0)$)

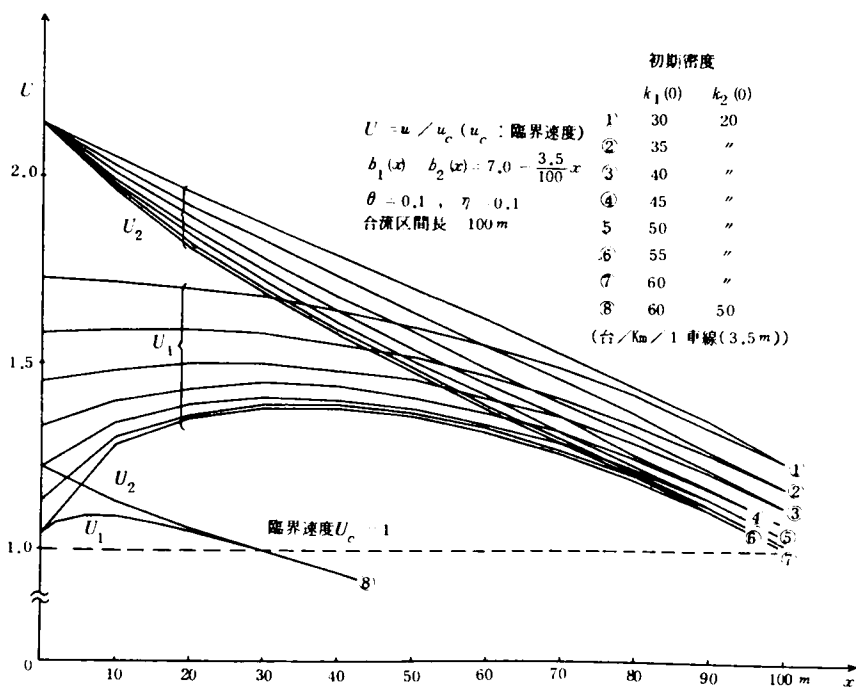
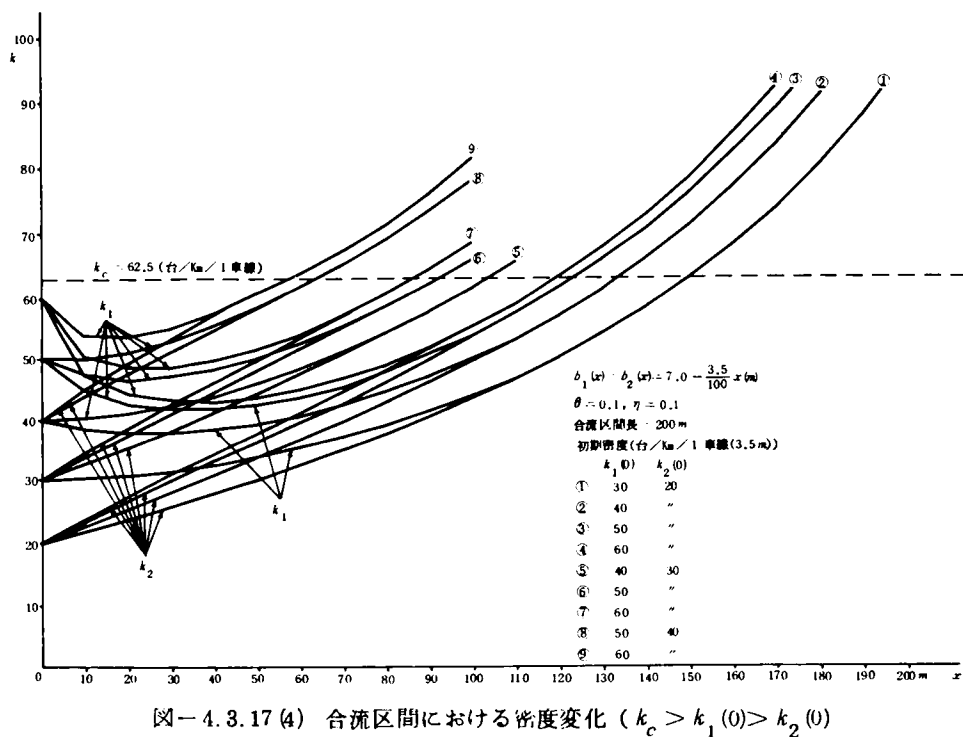
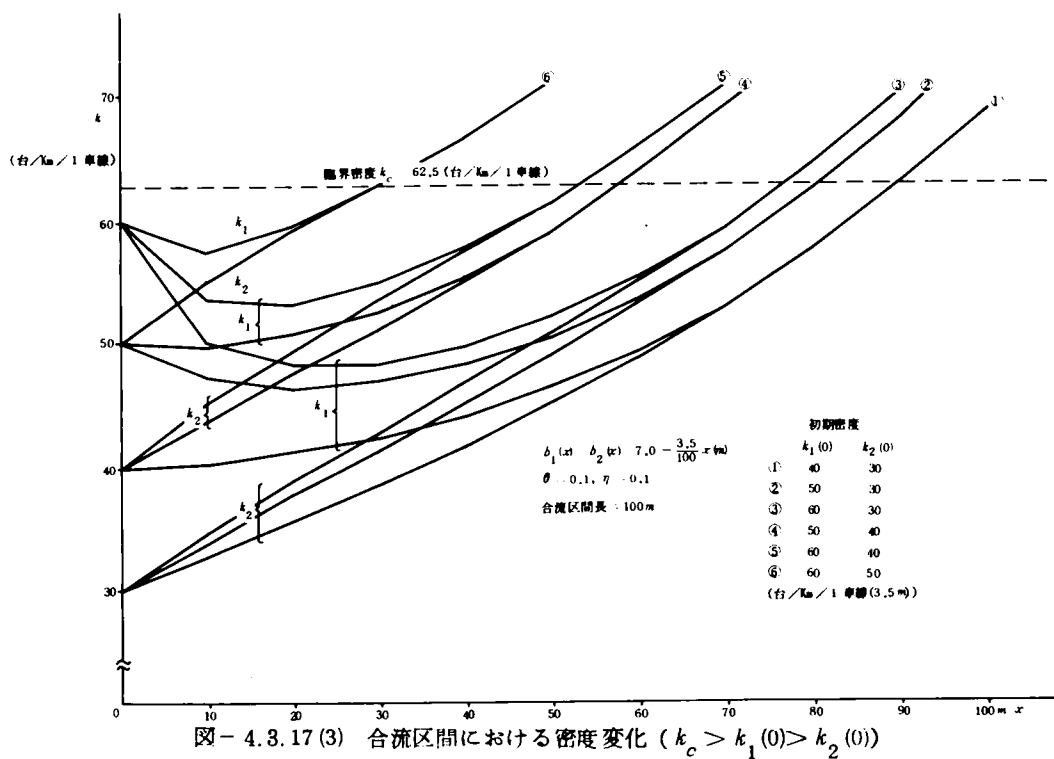


図-4.3.17 (2) 合流区間の速度 ($k_c > k_1(0) > k_2(0)$)



さて、渋滞をおこさないような初期密度 $k_1(0)$, $k_2(0)$ の組みについてはなお計算と観測を行なう必要がある。数値計算を行なう関係上すべての θ , η および $k_1(0)$, $k_2(0)$ の組みをつくすことは不可能であるが、計算結果から大略の $k_1(0)$, $k_2(0)$ の組みを得られたならば、 $\max \{ U_1(0) k_1(0) b_1(0) + U_2(0) k_2(0) b_2(0) \} \times u_c$ によって、容量を推定することができる。

(ii) $k_1(0) > k_c > k_2(0)$ の場合

図-4.3.18(1), (2)は $k_1(0) = 65 \sim 90 (> k_c = 62.5)$, $k_2(0) = 20$ (台/Km/1車線(3.5m)) の密度、速度の変化を示す。まず、同図について若干の吟味をしておく。同図(1)で、 $x = 0$ 付近における k_1 の勾配は k_1 が k_c に近いほど大きい。

このことは、

$$\lim_{k_1 \rightarrow k_c +} i_1 = \lim_{U_1 \rightarrow 1 -} i_1 = +\infty$$

によって示される。これに対して、 k_2 の方は $x = 20 \sim 30$ m 付近で急速に増加する。すなわち、

$$\lim_{k_2 \rightarrow k_c -} i_2 = \lim_{U_2 \rightarrow 1 +} i_2 = +\infty$$

によってこの急増が示される。

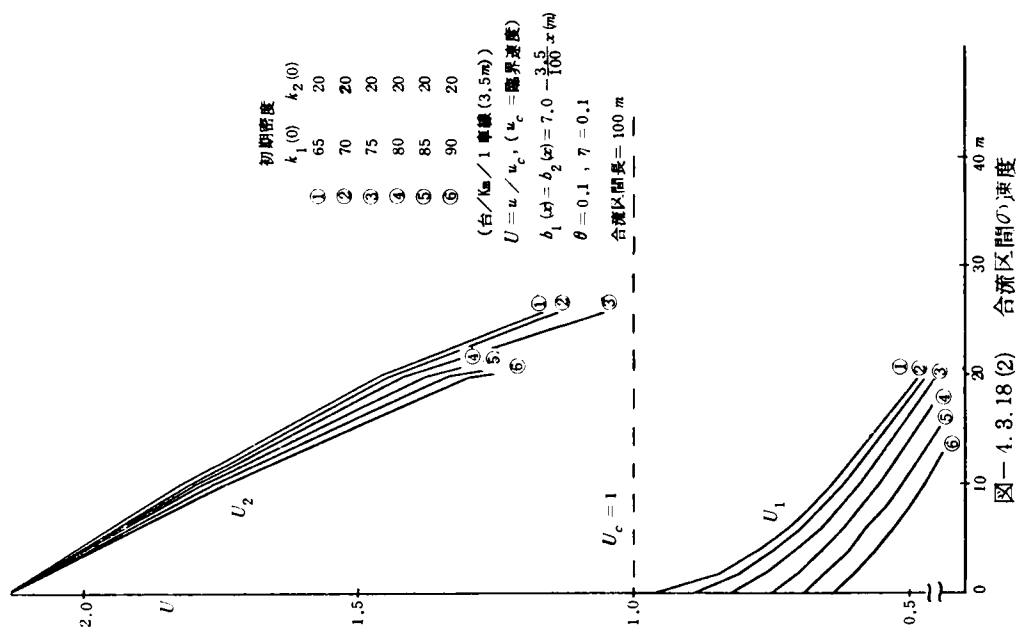
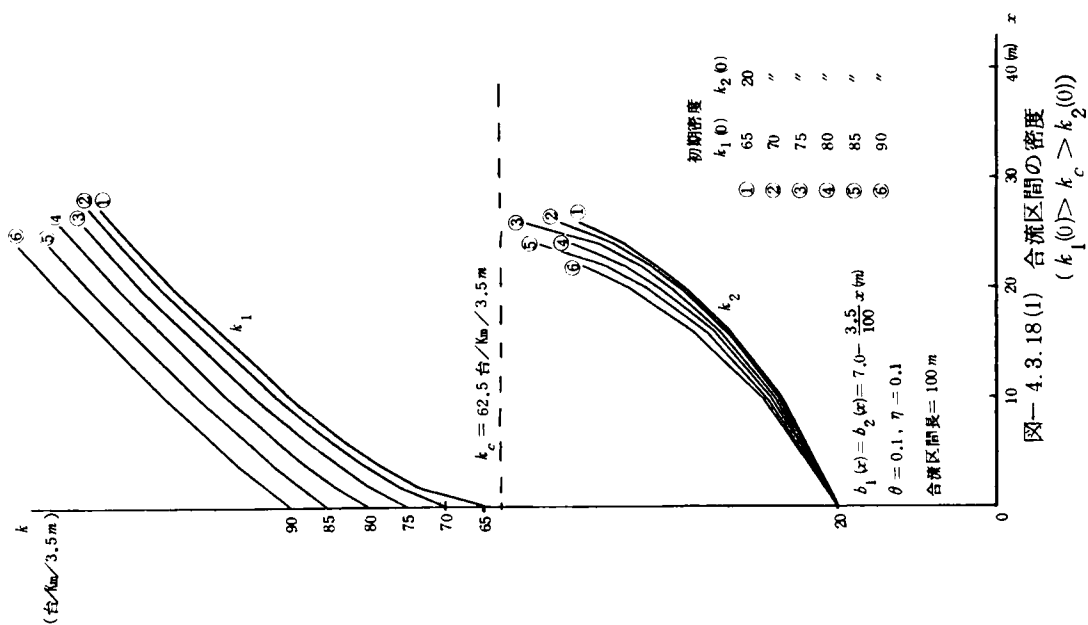
しかるに一方、

$$\lim_{k_2 \rightarrow k_c +} i_2 = \lim_{U_2 \rightarrow 1 -} i_2 = -\infty$$

であるから、 k_2 が k_c をこえて急増しつづけ $k_1 (> k_c)$ に等しくなることはない。この場合、 $i_2 \rightarrow +\infty$ すなわち $dk_2/dx \rightarrow +\infty$ となる $x = 20 \sim 30$ m から下流にむかって計算を進めることはできず、したがって下流の状態は不明である。図-4.3.18(2)に示される U_2 についても同様である。

さて、 $x = 20 \sim 30$ m 付近における上述の状態は、上側車線②, 下側車線① (図-4.3.14 参照) ではそれぞれ最大に近い交通量、極めて少ない交通量 (渋滞領域) が流れていることを意味するわけであるが、実際現象においてこのような状態が観測されるか否かは疑問である。本計算では、すでにのべたように、式(4.3.9), (4.3.13)において $n = 1$ を仮定しており、また合流区間の巾員は $b_1(x) = b_2(x) = b_0 - (b_0/2L)x$, ($0 \leq x \leq L$) としているが、その他の場合にも上述の状態がでくことにわりはない。ちなみに、任意の n および $b(x)$ に対して、たとえば

$$\frac{dk_1}{dx} = \frac{k_1}{b_1} \left[- (k_1^{n-1} - U_1^2) \frac{db_1}{dx} + \theta (1 - k_2/k_1) \{ \eta (U_2 - U_1) + U_1 \} \right] / (nk_1^{n-1} - U_1^2)$$



だからである。ただし、 θ 、 η の値の如何によって、この状態が出現する位置が変わってくることは勿論である。

以上、 $k_1(0) > k_c > k_2(0)$ なる初期密度に対して、本モデルにはなお重要な疑問点ないし問題点が残されている。

(iii) $k_1(0) > k_2(0) > k_c$ の場合

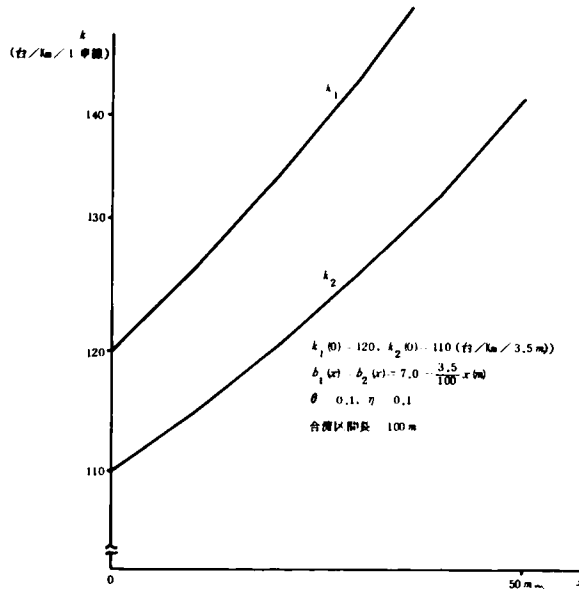


図-4.3.19 合流区間の密度変化
($k_1(0) > k_2(0) > k_c$)

すでにのべたとおり、 $U_1 < U_2 < 1$ したがって、 $i_1 > 0, i_2 < 0$ である。巾員の減少は流れ方向の密度を常に増加させるむきに作用することは勿論であるが、 $i_2 < 0$ すなわち、密度がより小さい方の車線(図-4.3.14の上側車線②)の密度が、両車線間の密度差のために下流にむかって減少することは、実際現象として考え難い。(ii)では、 $x = 20 \sim 30$ m 付近より下流にむかって計算を進めることができなかったが、この場合にも計算のむきについてなお吟味してみる必要があるように思われる。

なお、図-4.3.19は $k_1(0) = 120, k_2(0) = 110$ (台/km/1車線(3.5m)) の場合の密度変化を示す。図では、 k_2 が x と共

に増加、すなわち $dk_2/dx > 0$ となっている。これは、

$$\frac{dk_2}{dx} = \frac{k_2}{b_2} \left[-\frac{db_2}{dx} + i_2 \right]$$

において、 $-db_2/dx + i_2 > 0$ すなわち巾員減少効果が i_2 にくらべて大きいためである。

以上、 $k_1(0) > k_2(0) > k_c$ の場合についても本モデルはなお問題点を含んでいる。

(4) 側方型合流への拡張に関する若干の考察

以上は、構造的にまったく対称なY型合流の場合についてのモデルであるが、いわゆる側方型合流の場合に、このモデルを拡張することを考えてみると基本的に重要な点としてつぎのことが指摘される。

図-4.3.20において、 $q_{12}(x, t)$ は当然のことながら $x = 0$ と $x = L$ との間で発生するのであるが、これを式(4.3.15)のように

$$q_{12}(x, t) = \beta \{ k_1(x, t) - k_2(x, t) \}$$

と仮定すると、たとえば

$$k_1(x, t) < k_2(x, t)$$

の場合には②→①なる流れが生じるようになって不都合である。このようなことは実際上おこりえないからである。

側方合流の場合には①→②のむきの流れだけがおこるのであるから、

$$q_{12}(x, t) = \beta k_1(x, t) \{ 1 - (k_2(x, t) / k_j) \}$$

ただし、 k_j は 2 の断面の単位巾当りの jam density
 のような形とするのが一方法であらう。こうすれば、 $k_2(x, t) / k_j \leq 1$ より $q_{12}(x, t) \geq 0$ である。
 ただし、式の形が複雑になることは避けられない。

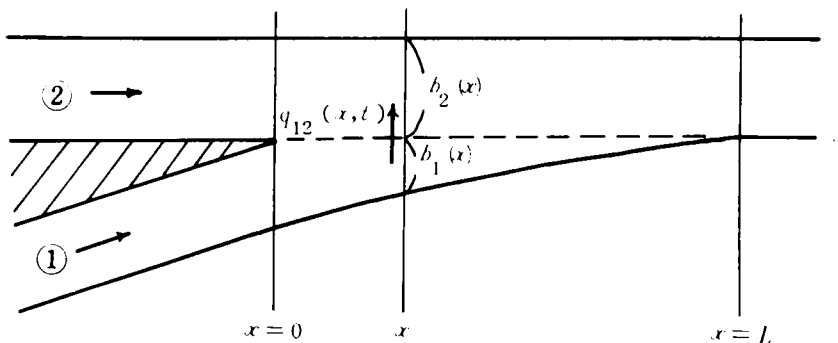


図-4.3.20 側方型合流

4-4 ランプ合流部における制御

4-4-1 各種の制御法

制御の目標は、合流によってひきおこされる本線交通流の速度低下をできるだけ小さくし、合流による渋滞の発生を防ぐことである。

制御対象は、本線交通流、ランプ交通流の2つであり、それぞれについて制御可能な量としてつぎのものが考えられる。

本線交通流：交通量の車線分布、速度

ランプ交通流：合流車の速度、合流量、合流タイミング

まずこれらについて概略の考察を行なっておく。

(1) 交通量の車線分布の制御

合流の影響が直接に及ぶのは外側車線であって、内側車線は外側車線から車線変更してくる車によって速度低下などの影響を受けることになる。本線総交通量が与えられたとき、合流部における外側

車線の交通量が少ないほどこの交通流は合流による速度低下から免れうると考えられる。したがって、合流部の手前で、あらかじめ外側車線上から内側車線上へ車を移行させる措置を講ずること、すなわち車線分布をコントロールすることによって合流の影響をある程度免れることができよう。

実際現象においては、このような合流部上流付近において本線交通は、あらかじめ内側車線へ移行して走行する傾向にある。しかしながら、たとえば図-4.2.7あるいは図-4.2.8に示したように、なお、内側車線の容量に余裕があると思われる場合でも、外側車線上を走行する車が存在している。合流部上流付近における交通量の車線分布は、合流部における道路・交通特性に依存するところが大きいと考えられる。このような車線分布特性を、本線交通量とランプ交通量との割合すなわち合流比率⁶⁾で説明しようとする研究がある。

いずれにしても、内側車線上に余裕があれば、外側車線からの移行を促進することによって、速度低下を防ぎ、ひいては合流にともなう追突事故の危険を減少することが期待されよう。

(2) 本線交通流の速度の制御

本線車の速度をあらかじめ上流部において制限しておくことは、合流による急激な速度低下を予防するだけでなく、追突事故の危険を防ぎ、合流を容易にするものと期待される。

また、上述の車線分布の制御と併行して、外側から内側への車線変更を容易ならしめるように、内側車線の速度を制限することも有用な方策と考えられる。ただ、現実問題として、速度制限を有効に実施することができる具体的な手段を開発することが重要である。

(3) 合流車の速度の制御

外側車線に合流した時点でその速度が、本線上の前車および後車の速度にほぼ等しくなるように、あらかじめランプもしくは加速車線上で速度を調整しておくことが望ましいわけである。加速車線の主たる機能もこの速度調整にあるのであるが、加速車線の別の面の効用は、合流車が、合流の機会を予見してその機会の到来を待ちながらある速度で加速車線上を走行し、速度0からの合流をさけることを可能ならしめる点にある。

したがって、もし何らかの手段によって、上流の外側車線上に可能な車頭間隔を検知し、加速車線上の合流車に対して、加速車線端に至る前にこの可能な車頭間隔に合流することができるように計算された速度で走行するように誘導することができれば、加速車線端で停止した状態からの合流（静的合流、static merging または standing merge）をさけ、いわゆる動的合流（dynamic merging または running merge）の機会を増すことが期待され、ある程度、速度低下を緩和することができると考えられる。

しかしながら、このような制御は一見極めて巧妙かつ精密であるが、本線交通量、ランプ交通量が大きい場合には、あまり効果を発揮しないであろう。交通量の多い都市高速道路では、このような制

御の技術的可能性を別としても、効果を発揮できる余地はほとんどないと思われる。

(4) 合流量、合流タイミングの制御

合流量の制御および合流タイミングの制御はいわゆるランプメタリングによるコントロールである。いずれも主として流入ランプ上流部付近における交通状況のオンライン観測をもとにして、ランプからの合流量もしくはタイミングが選定される、メカゴメトロポリタン高速道路におけるランプメタリング⁸⁾においては、本線の特定車線のオキュパンシーに対するメタリングレートをつぎのように定めている。

オキュパンシ	メタリングレート
15 - 16 %	13 vpm
17 - 18	10
19 - 21	8
22 - 24	6
25 -	0 (ランプ閉鎖)

合流タイミングの制御は、合流部上流付近における外側車線上に可能な車頭間隔を検知し、この間隔に合流するようにランプ上の合流待ちの車を発進させるものである。

D. J. Buckley¹⁷⁾は、ランプメタリングに関して悲観的な見方をしている。本線交通流をできるだけ乱さないように、ランプからの合流量を制御するという考え方は、極めて自然なものであるが、ただ、合流タイミングを制御するようなきめ細かい制御は、本線車の速度差、合流車の加速性能差が大きいわが国の場合には必ずしも有効・確実な制御とは考えられない。また、上述のランプメタリングのように、本線交通状況に応じてランプからの交通量を制御することは合流による渋滞発生とその上流への波及を防ぐ上に有効であろうが、この場合の主たる問題はメタリングシステムを構成する費用の点にあると考えられる。

以上の考察にもとづいて、わが国の都市高速道路のランプ合流部付近における制御法として実用的かつ比較的有効と考えられるものは車線分布の制御であると考えられる。次節では、この制御について考察する。

4-4-2 車線分布の制御

ここではこの制御を簡単に車線制御とよぶ。また、主として対象区間における外側車線の速度について吟味する。

図-4.2.16に示したように、対象区間 $(200 + L + 50 \text{ m})$ 、 L は加速車線長)における外側車線の速度はつぎのように表わされる。

$$v = 70 - 0.167 \times 10^{-5} Q q - 0.162 \times 10^{-2} Q \quad (\text{Km/h}) \quad (4.4.1)$$

ここに、 Q 、 q はそれぞれ本線交通量、ランプ交通量（合流需要量）であって、

$$\left. \begin{aligned} Q &\leq 3,100 \quad \text{台/時/2車線} \\ q &\leq 1,000 \quad \text{台/時} \end{aligned} \right\} \quad (4.4.1)'$$

である。さらに、式（4.4.1）は、外側車線の交通量分布を

$$\begin{aligned} Q &\leq 3,000 \quad \text{のとき} \quad 20 \% \\ Q &\geq 3,000 \quad \text{のとき} \quad \left(1 - \frac{2,400}{Q}\right) \times 100 \% \end{aligned}$$

希望速度を70 (Km/h) としている。

外側車線の速度低下量を Δv で表わせば

$$\Delta v = 0.167 \times 10^{-5} q Q + 0.162 \times 10^{-2} Q \quad (4.4.2)$$

この式の右辺第1項は、ランプ交通と本線交通との合流による速度低下であっていわばこれらの相互作用効果による速度低下、右辺第2項は本線交通自身の効果による速度低下をそれぞれ表わしている。ちなみに、 $Q=2,500$ (台/時/2車線)、 $q=800$ (台/時) のとき

$$\Delta v = 7.4 \quad (\text{Km/h})$$

となる。

さて外側車線分布が r % のとき、外側車線の対象区間平均速度の低下量を Δv_r として次式を仮定する。

$$\Delta v_r = \frac{r}{r_0} \Delta v_{r_0} \quad (4.4.3)$$

r_0 は基準とする外側車線分布であって、つぎの値をとる。

$$r_0 = \begin{cases} 20 \% & Q \leq 3,000 \text{ のとき} \\ \left(1 - \frac{2,400}{Q}\right) \times 100 \% & 3,000 \leq Q \leq 3,100 \text{ のとき} \end{cases}$$

式（4.4.3）の仮定は、原理的には、速度低下量が車線分布に比例するとする考え方にたっている。ちなみに、 $Q=2,500$ 、 $q=800$ 、 $r=40$ のとき速度低下量 $\Delta v_{40}=14.8$ (km/h) となる。この値は、図-4.2.11の外側車線分布40%における速度低下の平均24.6 (km/h) の約60%と小さいが、 $\Delta v_{40}=14.8$ は区間 $(200+L+50)$ mにおける低下量、図-4.2.11からの24.6は合流区間 L mにおける低下量であるから、 $\Delta v_{40} < 24.6$ は当然である。後者の方が合流の影響を敏感に表わすからである。このことから、この場合の対象区間における速度低下量として、 $\Delta v_{40}=14.8$ はそれほど見当はずれの値ではないと考えてよいであろう。

以上のことから、式（4.4.3）の仮定は一応受け入れられるものと判断する。

さて、ここでの主たる関心は、合流時の相互作用的效果による速度低下すなわち式

$$\Delta v_r = \frac{r}{r_0} \Delta v_{r_0}$$

$$= 0.167 \times 10^{-5} q Q \frac{r}{r_0} + 0.162 \times 10^{-2} Q \frac{r}{r_0} \quad (4.4.3)$$

の右辺第1項が、車線制御によってどのように変化するかにある、外側車線の交通量分布 r が制御によって r' になったとすれば、この変化量 Δ は

$$\Delta = 0.167 \times 10^{-5} q Q \frac{r - r'}{r_0} \quad (r \geq r') \quad (4.4.4)$$

によって与えられることは明らかである。内外各車線の交通量が容量2,400台/時をこえない条件から、 r, r' はつきの範囲になければならない。

$$\left(1 - \frac{2,400}{Q}\right) \times 100 \leq r' \leq r \leq \frac{2,400}{Q} \times 100 (\%)$$

仮定から当然のこととして、車線制御によって改われる速度低下量 Δ は、車線分布のレベルそのものでなく、その変化中に比例する形となっている。現実のランプ上流付近における車線分布は、たとえば図-4.2.7に示したように $Q = 450$ (台/15分/2車線) = 1,800 (台/時/2車線) のとき、 $r = 15\%$ 程度である。制御によってこれをすべて内側車線に移行させて $r' = 0$ としたとすれば、 $q = 1,000$ (台/時) としても $\Delta = 2.3$ (km/h) 程度である。

さて、車線制御の水準に関して考察しておくことが重要である。

制御の基準として速度低下量をとる。制御をしない場合の速度低下が制御をする場合のそれにくらべて大きい場合には制御をするものとし、この制御実施水準について検討する。

式(4.4.3)の仮定をおく。無制御時において、外側車線分布を $r\%$ 、外および内側車線の速度低下量をそれぞれ $\Delta v_r, \Delta v_{100-r}$ とすれば、

$$\Delta v_r = \left\{ a q Q \frac{r}{r_0} + b Q \frac{r}{r_0} \right\} \alpha_1$$

$$\Delta v_{100-r} = \left(b Q \frac{100-r}{r_0} \right) \alpha_2$$

ただし、外側車線から内側車線へ移行する車はないものとし、また α_1, α_2 は外、内側車線のウェイトであって、

$$\alpha_1 = \frac{r}{100}, \quad \alpha_2 = \frac{100-r}{100}$$

さらに

$$a = 0.167 \times 10^{-5}, \quad b = 0.162 \times 10^{-2}$$

いま、車線制御によって外側車線分布を r' にしたとする。このときの速度低下を外、内側車線そ

れぞれ $\Delta v_{r'}$, $\Delta v_{100-r'}$ で表わせば

$$\Delta v_{r'} = \left\{ aqQ \frac{r'}{r_0} + bQ \frac{r'}{r_0} \right\} \alpha'_1$$

$$\Delta v_{100-r'} = \left\{ aq'Q' \frac{100-r}{r_0} + bQ \cdot \frac{100-r}{r_0} \right\} \alpha'_2$$

ただし,

$$\alpha'_1 = \frac{r'}{100} \quad , \quad \alpha'_2 = \frac{100-r'}{100}$$

$$q' = \frac{r-r'}{100} Q \quad , \quad Q' = \frac{100-r}{100} Q$$

q' , Q' についてはつぎのように考えたものである。すなわち、図-4.4.1に示すように、車線制御によってこの制御区間内で外側車線から内側車線へ移行する状況を、ランプから外側車線への合流に対応させ、 q としては車線制御による内側車線への移行量を、また Q としては本来内側車線を上流から走行してきた交通量をそれぞれ対応させたものである。また、 $\Delta v_{100-r'}$ の右辺 { } 内の $(100-r)/r_0$ は、 r' に対応させて導入している。

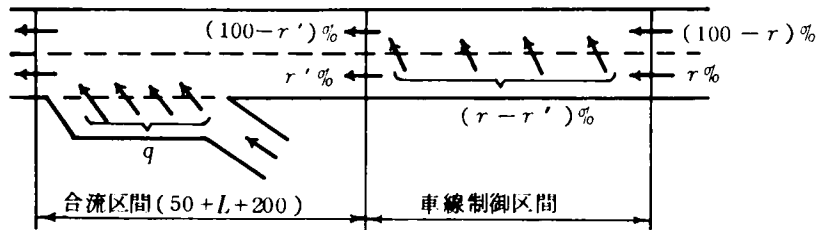


図-4.4.1 車線制御区間

無制御時の低下量の和から制御時の低下量を差し引いてこれを Δ' とおけば

$$\begin{aligned} \Delta' &= (\Delta v_r + \Delta v_{100-r}) - (\Delta v_{r'} + \Delta v_{100-r'}) \\ &= 10^{-2} \left(\frac{r-r'}{r_0} \right) Q \left\{ (aq+b)(r+r') - aQ(100-r')^2 \right. \\ &\quad \left. \times (100-r') \cdot 10^{-4} - b \right\} \end{aligned}$$

$\Delta' \geq 0$ において

$$(aq+b)(r+r') \geq aQ(100-r)^2(100-r') \cdot 10^{-4} + b \quad (4.4.5)$$

これが制御水準をきめる関係式である。 q 、 Q および r は与えられる量であるから、 r' についてとけば

$$r' \geq \frac{aQ(100-r)^2 \cdot 10^{-2} + b - (aq+b)r}{aQ(100-r)^2 \cdot 10^{-4} + (aq+b)}$$

ただし、車線制御において $r' \leq r$ でなければならないから、結局

$$\frac{aQ(100-r)^2 \times 10^{-2} + b - (aq+b)r}{aQ(100-r)^2 \times 10^{-2} + (aq+b) \times 10^2} \times 100 \leq r' \leq r \quad (\%) \quad (4.4.6)$$

これを満足する r' が存在しなければ、車線制御をおこなうことは、速度低下を一層大きくすることになるので、ここにおいた制御基準に関する限り、制御はしない方がよい。なお、 $10^3 \cdot a \neq b$ であるから式(4.4.6)をかんとんにして、

$$\frac{Q(100-r)^2 \times 10^{-2} + 10^3 - (q+10^3)r}{Q(100-r)^2 \times 10^{-2} + (q+10^3) \times 10^2} \times 100 \leq r' \leq r \quad (\%) \quad (4.4.7)$$

としても十分であろう。 $Q=2,500$ 、 $q=1,000$ 、 $r=40$ に対して、式(4.4.7)は

$$3.7 \leq r' \leq 40$$

なる値を与える。

式(4.4.7)において、 q を大きくすると左辺は減少する。このことは、ランプからの合流交通量が増加すれば、それに応じて、 r' の下限は小さくなること、すなわちランプ合流の影響をさけるために、車線制御をおこなうことが望ましいことを示している。

また、 r が大きくなる場合も同様の傾向をもつ。すなわち、 Q 、 q が一定の場合、外側車線交通量が大きい場合には、車線制御が有用であるといえるのである。

4-4-3 車線制御の手段

可変標識もしくは車線移行を誘導する可変的な表示装置が望ましい。固定的な表示としては、外側にゼブラゾーン、内側への移行を誘導するようなマーキングなどが考えられる。この際、内側車線上の車に対して走行速度を漸減させるような表示を行なって、外側車線からの移行を支援するような措置を併用することが望ましい。

車線移行を誘導する区間は長いことが望ましい。短かい区間での急激な移行は内側車線の速度低下を増加させるから、比較的長い区間にわたって徐々に移行させるようにすることが重要である。

4-5 本線合流部における制御

4-5-1 本線合流部の制御形式

この制御を基本的に、Y型合流と側方型合流とに区別することができると思われる。ここでの区別は、合流部の道路形状にかかわらず、その運用の形式についての区別である。

この二つの制御形式の基本的な相異は、4-3のはじめにのべたように、原理的に優先流、非優先流の区別の有無という点にあり、区別の無い形式がY型、有る形式が側方型である。側方型の合流では、いわゆる通過本線上の流れに対し、その流れをできるだけ乱さないようなギャップアクセプタンスを行なわせるという考え方が前提とされているのである。Y型合流にくらべて側方型合流が望ましいといわれる一つの理由はこの点にあるものと考えられる。すなわち、Y型の場合には二つの流れに相互に優先、非優先の区別がないために、いわば相互干渉的な効果が流れの円滑さを乱すことがあると考えられるのに対して、側方型においては通過本線流に及ぼす影響ができるだけ小さいように、一方の流れが非優先の流れとしてすでに制御されているのである。しかしながら、側方型合流の場合には、Y型合流ならばさけられるかもしれないような合流待ち行列が発生することもあると考えられる。したがって、いずれが望ましい形式であるかは主として、交通量および速度低下量に依存するであろう。

4-5-2 制御形式に関する2, 3の考察

図-4.5.1に示したように、Y型については典型的に三つの形式が考えられる、側方型を加えて四つの形式について、速度低下と容量の点からそれぞれの特性を概括したものが表-4.5.1である。

表-4.5.1 Y型、側方型の特性の概括

形 式	交差点数	合流ヶ所数	容 量	速 度
Y型(1)	6 注1)	合流区間内2 ^{注2)}	交差および合流による容量低下	同左による速度低下
Y型(2)	3 注1)	合流区間内2 ^{注3)} (合流部上流1)	交差および合流による容量低下	同左による速度低下
Y型(3)	1 注1)	合流区間内2 (合流部上流2)	交差および合流による容量低下	同左による速度低下
側方型	な し	2	合流による容量低下	同左による速度低下および合流待ち時間

注 1) 図-4.5.2 参照

2) 図-4.5.2の計6点を図-4.3.8の破線のように計2点に統合して考えている。

3) 図-4.5.1で①+②と③、および図-4.5.2で Q_{31} と Q_{41} 。

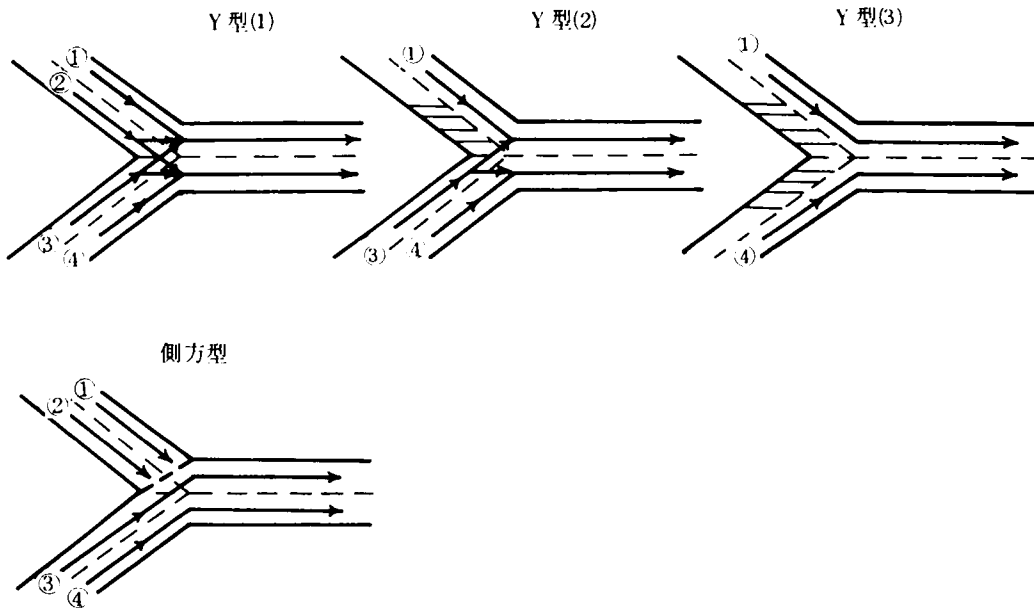


図-4.5.1 Y型，側方型の交差と合流

(1) 速度低下に関する考察

(i) Y型(1)

6 交差による速度低下および 2 合流による速度低下がある。これらによる速度低下はつぎのように表わされる。

交差による速度低下：式 (4.3.5) による。すなわち，二つの交通流の交差 $(Q_1, v_1) \times (Q_2, v_2)$ (ただし， $Q_1 \geq Q_2$ ， $v_1 \leq v_2$ としておく) において， v_1, v_2 の速度低下率をそれぞれ r_1, r_2 で表わせば

$$\left. \begin{aligned} r_1 (\%) &= \alpha Q_2 v_1 (v_1 / v_2)^2 \\ r_2 (\%) &= \alpha Q_1 v_1 \left\{ \beta \left(\frac{v_2}{v_1} - 1 \right) + 1 \right\} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &Q_1 \geq Q_2 \text{ (台/時)} \\ &v_1 \leq v_2 \text{ (Km/h)} \end{aligned}$$

交差点への交通量を図-4.5.2のように表わし，速度およびその低下率についても同じ添字で示すことにすれば，第1回目の交差による速度低下率は，たとえば第1回目の1つの交差についてつぎようになる。

$$r_{12} = \alpha Q_{21} v_{21} \left\{ \beta \left(\frac{v_{12}}{v_{21}} - 1 \right) + 1 \right\}$$

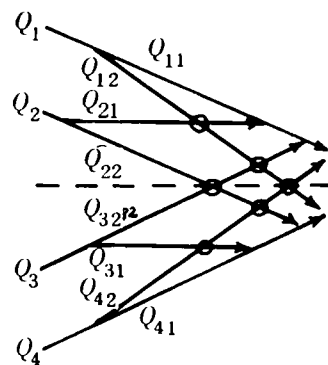


図-4.5.2 交差交通流

$$r_{21} = \alpha Q_{12} v_{21} (v_{21} / v_{12})^2$$

ただし、 $Q_{21} \geq Q_{12}$ 、 $v_{21} \leq v_{12}$ を仮定している。すでに求めたように、交差可能ギャップの最小値を1.5秒とすれば、 $\alpha = 1.75 \times 10^{-4}$ 、 $\beta = 4.8$ である。

第1回目の交差は3点で行なわれ、それぞれについて上のような低下率から速度低下量が求められる。

第2回目の交差は2点で行なわれる。これらの点への入力速度を v_{12}' 、 v_{22}' 、 v_{32}' および v_{42}' とすれば、これらはつぎのように表わされる。

$$v_{ij}' = (1 - \frac{r_{ij}}{100}) v_{ij}$$

$$i = 1, 2, 3, 4$$

$$j = 2$$

またこれらへの入力交通量は、第1回目交差への入力交通量とかわらないものと仮定すれば、上に求めたと同様に第2回目の交差による速度低下率および低下量がえられる。第3回目についても同様である。

合流による速度低下：図-4.5.2において

$$(Q_{12} + Q_{22} + Q_{31}) \text{ が } Q_{41}, (Q_{21} + Q_{32} + Q_{42}) \text{ が } Q_{11}$$

にそれぞれ合流する。この場合の主流は Q_{11} 、 Q_{41} であるとしてこれらの速度低下を Δu_{11} 、 Δu_{12} とすれば、式(4.3.6)をもちいることとしてつぎのように求められる。

$$\Delta u_{11} = 1.53 \times 10^{-5} Q_{11} (Q_{21} + Q_{32} + Q_{42}) + 1.39 \times 10^{-3} Q_{11}$$

$$\Delta u_{41} = 1.53 \times 10^{-5} Q_{41} (Q_{12} + Q_{22} + Q_{31}) + 1.39 \times 10^{-3} Q_{41}$$

ただし、この適用範囲は

$$Q_{11}, Q_{41} \leq 700$$

$$(Q_{21} + Q_{32} + Q_{42}), (Q_{12} + Q_{22} + Q_{31}) \leq 1,000$$

であり、とくに主流 Q_{11} 、 Q_{41} に関する適用範囲が小さいことが欠点である。図-4.3.11から明らかに、 Q_{11} 、 $Q_{41} > 700$ の場合の速度低下は上式で与えられる値より大きい。合流形式による速度低下の比較という観点からは、上の適用範囲を少し拡張してもちいても重大な誤りをおかすことはないように思われる。

合流交通流の速度低下に関しては、図-4.3.9(1)、(2)の傾向がある。すなわち、主交通量が700(台/時)、合流交通量が1,000(台/時)をこえない範囲内で主交通量と共に増加し、また合流交

通量に比例的に増大する。この速度低下に関しては定量的に吟味されていないので、ここではふれない。

(ii) Y型(2)

3 交差を図-4.5.2 によって示せば、 Q_{12} と Q_{31} 、 Q_{12} と Q_{42} 、 Q_{31} と Q_{42} である。これらによる速度低下については、Y型(1)と同様に求められる。ただし、このように上流の一方において車線制御をおこなった場合には、 Q_{12} のような流れは極めて少なくなると考えられるから、これによる速度の低下は実際上ほとんど無視できるであろう。したがって、実際上交差は Q_{31} と Q_{42} のみとみなしてよい。

合流は、上流の車線制御によるもの、 $(Q_{32} + Q_{42})$ と Q_{11} 、 $(Q_{12} + Q_{31})$ と Q_{41} とである。上流の車線制御は長区間にわたって徐々にこなされるものとして、それによる低下を無視すれば、他の2合流については(i)と同様である。 Q_{12} は事実上無視してよいであろう。

(iii) Y型(3)

交差は Q_{12} と Q_{42} 、合流は Q_{12} と Q_{41} 、 Q_{42} と Q_{11} である。上述のように Q_{12} 、 Q_{42} を事実上無視できるとして、速度低下は生じない。

(iv) 側方型

この部分において、 Q_{42} のような流れは生じないとみてよいから交差はない。合流は図-4.5.2 の記号で $(Q_1 + Q_2)$ と Q_3 、 Q_{31} と Q_4 である。

(2) 容量に関する考察

(i) Y型(1)

合流区間内で流線の交差および合流がそれぞれ6個および2個存在する。交差による容量の減少については本研究では明らかにされていないが、合流にともなう容量の低下については、図-4.3.12に部分的に示されている。図-4.3.12はランプ合流部におけるシミュレーション結果をもとに作成されたものであって、基本的に側力型合流の容量を示すものと考えられるが、大略の値をつかむことはできよう。

図-4.5.1 に示したように、Y型(1)の合流は①と③、②と④との合流であり、図-4.3.12に示されるように、この場合の容量はそれぞれの交通量によって容量が異なる。最小の容量は、図-4.3.12において原点を通る45°の直線と実線との交点によって与えられるとみなすことにすれば、この値は約1,600台/時である。

交差における容量については明らかでないので一応ここでは、Y型(1)の最小の容量の推定値を

$$1,600 + 1,600 = 3,200 \text{ 台/時}$$

としておく。

(ii) Y型(2)

交差は図-4.5.2から3点、台流は2ヶ所であるが、 $Q_{12} = 0$ とみなして、 Q_{31} と Q_{42} の1交差、 $(Q_{32} + Q_{42})$ と Q_{11} 、 Q_{31} と Q_{41} の2台流である。実際現象では、 Q_{42} は Q_4 が大きくても比較的小さいと考えられるので、Y型(1)にくらべて交差による影響は小さいとみてよいであろう。したがって、容量はY型(1)の容量より幾分大きく、3,200～3,500台/時としてよいであろう。

(iii) Y型(3)

$Q_{12} = Q_{42} = 0$ とみなせば、交差、台流ともに生じない。したがって、1車線容量を2,400台/時として容量は、各車線の和として $2,400 + 2,400 = 4,800$ (台/時)である。

(iv) 側方型

①および②を一つの流れとして③に台流するとみなすのがより实际的である。

ランプから本線への台流に類似と考えることができる。③から④への台流は、この枝の上流部において自然に徐々におこなわれるので容量減少はないとする。したがって、この場合の最小容量は $1,600 + 2,400 = 4,000$ 台/時と推定される。

4-5-3 制御形式の適用

ここでは、交通容量からみた制御形式の適用規準について概略的な提案をおこなう。一括して表示すれば表-4.5.2のとおりである。

表-4.5.2 容量からみた制御形式の適用規準の概略

形 式	上流からの交通量パターン	交通量 (台/時)	備 考
Y型(1)	ほぼ相等しい場合	いずれも1,600以下	交差・合流による速度低下や大きくなる。
Y型(2)	差が比較的大きい場合	合計 3,200 ～ 3,500 以下	3,200 はやや小さい推定。一方の交通量が極端に少なければ、3,500以上でもよい。
Y型(3)	ほぼ相等しい場合	それぞれ 2,400 以下。	2,400 は必ずしも安定容量とはいえない。交差等による影響が大きくなる傾向がある場合には、これより小さいことが必要である。上流での車線制御が重要となる。
側方型	差が著しい場合	合計 4,000 以下	少ない方の交通量が600 以下であれば、その待ち行列は小さい。

このような合流部におけるオンライン制御を可能ならしめるには、上流2方向からの交通量レベルの各種の組み合わせについて、さらに詳細な検討を加える必要がある。

なお、制御の手段については前節4-4-3にかんせんしているが、同時に上流において車線移行を円滑ならしめるための方策が極めて重要となる。

4-6 結 語

都市高速道路における、いわば局部的な交通制御のうち、ランプからの合流部および本線相互の合流部における制御について考察した。ランプからの合流部については、合流部上流付近における車線制御とその水準について、また本線合流部については、制御形式とその概略の適用規準についてそれぞれ検討した。

これらの検討を行なう前提として、主としてシミュレーションによって、合流部における交通性状を把握することを試みている。シミュレーションモデルの構成上の假定およびシミュレーション結果についての実証的検討は必ずしも十分でない点があると思われるが、交通性状の解明に関してはほぼ目的を達したと考えている。

また、本線合流部の交通現象に関しては、従来の研究例は少ないが、これに対して、本研究では流体力学的なアプローチを試みている。本線合流部交通現象に対しては、ランプ合流部に対するような確率論的アプローチも困難であり、ここに試みたアプローチはこの現象解明への一つのステップであろうかと思われる。

なお、本線合流部における制御形式の適用規準については、合流交通量のパターンに応じてさらに詳細な検討をおこなうことが残された問題である。

参 考 文 献

- 1) 米谷栄二、会田 正：ランプにおける待ち合せ問題，第7回日本道路会議論文集，昭和38年10月
- 2) D. H. Evans, R. Herman and G. H. Weiss : The Highway Merging and Queuing Problem, Operations Research, 12, 1964
- 3) 交通工学研究会合流交通容量研究委員会：シミュレーションによる合流交通容量の研究報告書，昭和43年3月
- 4) R. F. Dawson and H. L. Michael : Analysis of Ramp Capacities by Monte Carlo Simulation, HRR, No. 118, 1, 1965
- 5) 首都高速道路協会：(1)首都高速道路の分合流部交通現象調査研究，昭和43年2月。(2)同；首都高速道路の交通特性調査研究，昭和44年2月
- 6) 交通工学研究会：阪神高速道路の合流部交通現象調査研究，昭和48年6月
- 7) 公尾 武：合流部の交通現象について，第28回土木学会年次講演概要集，第4部，昭和48年10月
- 8) A. D. May, Jr : Experimentation with Manual and Automatic Ramp

Control, Traffic Control, Theory and Instrumentation, Edited
by T. R. Horton, Prentice Hall Press, 1965

- 9) 明神 証; 合流交通のシミュレーション, シミュレーション技術研究会資料, シミュレーション
技術研究会, Vol. 1, No. 2, 昭和48年12月
- 10) 宮本晃男; 自動車の構造と装置, 交通工学シリーズ32, 技術書院, 昭和41年9月
- 11) 上掲5), (1)
- 12) 上掲5), (2)
- 13) 明神 証; 高速道路合流部の交通流モデル, 第28回土木学会年次講演概要集, 第4部, 昭和48
年10月
- 14) 白倉昌明, 大橋秀雄; 流体力学(2)——粘性, 圧縮性および非定常流れ——標準機械工学講座23,
コロナ社, 昭和46年2月, p. 3
- 15) D. R. Drew; Traffic Flow Theory and Control, McGraw-Hill,
New York, 1966.
- 16) H. Greenberg; Analysis of Traffic Flow JORSA, Vol. 7
- 17) D. J. Buckley; 高速道路の合流に関するレビュー, 上掲6), 第2章

第5章 結 論

流入制御を中心とする平常時の制御、流入制御にさらに流出推奨、流出指示および迂回指示を重ねる緊急時の制御、都市高速道路の構造上その数が多くかつ交通流の隘路となる合流部の制御について、順次本研究の結論をのべる。

まず、平常時の制御に関する結論はつぎのとおりである。

- 1) 平常時の制御の目的は、ランプからの流入交通量が過大であるためにひきおこされる自然渋滞を防ぐことにある。このためにはランプからの流入交通量を制御する流入制御がもっとも有効な方法である。
- 2) 流入制御の理論的前提として、本線交通量の予測が重要である。このためにまず、ランプからの流入交通量によって本線上の交通量を一意的に表わす方法として、分岐確率をもちいる方法と経路行列をもちいる方法とを提案している。
- 3) 分岐確率をもちいる方法は、吸収マルコフ連鎖の理論を応用するものであって、分岐確率としては、高速道路分岐部における交通量の分岐の割合をもちいており、この割合をこの部分のOD構成に無関係に一定と仮定している。経路行列をもちいる方法では、ランプ間の最短経路を表わす行列とランプ間のOD確率とをもちいた影響係数行列が定義され、この行列が基本的に重要な役割を果たす。
- 4) 分岐確率による方法では、分流部におけるOD構成の変化に追従できないという点が、流入制御の観点からみて重大な欠陥である。経路行列による方法では、影響係数行列とランプからの流入交通量との和で本線交通量を表わしており、したがって、ランプ間のOD確率の定常性の仮定のもとに、制御に対応した交通量が表現できる。流入制御のための交通量記述式としては、経路行列による方法が採用される。
- 5) 流入制御方式として、交通流の定常状態を仮定できる場合には、LP制御、比例制御および一様制御、非定常状態に対しては逐次ランプ閉鎖制御の各方式を提案している。比例制御方式は基本的に影響係数に依存するもので、その効果の確実性に疑問があり、また制御の有効さに劣るものと判定される。一様制御は現状では制御の有効さに劣り、いわば過剰な制御になる。
- 6) 制御の効果が現われるまでの時間すなわち制御の即応性という点も、制御上の重要な要素である。この点では、即応性の大きいものから逐次ランプ閉鎖制御、LP制御、一様制御の順となる。前二方式にくらべ、一様制御はこの点で極めて劣っており、渋滞を回復することができない場合もある。

- 7) LP制御は定常交通流に対する制御方式ではあるが、これを非定常に急増する流入交通量に対して適用した場合でも、即応性も比較的良好であることが明らかにされた。
- 8) 制御にともなう生ずる本線上の速度の変動巾は小さいことが望ましく、この点からは5分単位の逐次ランプ閉鎖制御および同じくLP制御がもっとも推奨される。
- 9) 実際への適用に関して、交通量が急激に増減する朝夕のピーク時間帯に対して逐次ランプ閉鎖制御、この間の昼間の時間帯に対してLP制御をそれぞれ適用し、制御の単位時間は5分を採用すればよいとの結論に達した。
- 10) 制御の有効さを表わす基準として、総流入台数、総台・Kmおよび総台・速度などが検討されている。総台・速度は実現困難であり、前二者が推奨される基準である。LP制御では、この二つを目的関数として採用することが妥当である。
- 11) 制御を確実にしめるためには、区間交通量およびそのランプ間OD構成の予測、推定が重要である。ランプ間OD構成については、エントロピー法によるランプ間交通量の推定精度が極めて良好であることが実証され、これによって区間交通量のOD構成の推定精度の良好さが保証されたものと考えられる。
- 12) 区間交通量予測の入力となるランプからの流入交通量の予測では、最小の予測単位時間を5分とすることが必要であることが示された。また、予測流入交通量としては直前の5分間実績値を採用すればよいことを示した。
- 13) これによる本線の5分間区間交通量の予測値は、実際交通量とかなりよく合っており、良好な精度でこの予測が可能であることが示された。さらに、区間交通量予測値の簡単な修正法として、直前の2単位時間における予測誤差の平均値をもちいる方法を示し、これによって予測精度は大幅に上昇すること、したがって流入制御の確実性がほとんど十分といってよい程度に保証されることとなった。
- 14) ランプ間OD交通量の推定法として、エントロピー法は極めて有用である。また、これにもしいる先驗確率式として種々の形のものを検討した結果、その中のランプ間所要時間としては、高速道路上と平面道路上との各所要時間の比をもちいる形がよりよい推定結果を与える。
- 15) 同法による都市内高速道路のランプ間交通量の推定結果にくらべて都市間高速道路での推定結果の良好さは劣る。都市間高速道路の利用がバイパスの利用など必ずしも確率的でないことが主原因であると考えられる。

つきに、緊急時における制御に関する結論をのべる。

- 16) 緊急時制御においては、流入制御に加えて、ランプからの流出を推奨する方式（流出推奨）、同じく流出を強制する方式（流出指示）および、高速道路上で他のルートへの迂回を誘導する方

式（迂回指示）を適用する。

- 17) まず、事故渋滞が検知された時点でただちに流入制御を実施する。制御方式は逐次ランプ閉鎖制御である。制御水準は、事故等発生時点の交通確通量であって、経路によって与えられる。完全閉塞であれば、同時に当該区間の手前ランプで流出指示をも適用する。そうでなければ流出推奨を同じく手前ランプで実施する。この流出推奨の理由は、料金先払い、平面街路不案内のドライバーの存在という現実的問題を考慮することによる。
- 18) 高速道路上に迂回ルートが存在する場合には迂回指示も有用な制御方式となりうる。迂回指示は原則として本線の完全閉塞時にのみ適用する。この理由は、迂回ルート上での新しい渋滞あるいは迂回にもなる混乱など予測できない事態をさけるためである。したがって、部分閉塞等による渋滞時には適用しないものと考えている。
- 19) 迂回ルートは閉塞区間を除去したネットワーク上の最短経路すなわちもとのネットワークにおける次短経路である。この次短経路さらには三番目に短い経路等を、閉塞時にそなえて全区間に対して予め記憶しておくことは計算機の記憶容量をぼう大にする。このために、事故閉塞時にこの経路を探索するアルゴリズムを示した。
- 20) このアルゴリズムは、当初当該閉塞区間を最短経路が通過するような流入・出ランプのくみに対してだけ適用し、その間の新しい最短経路を構成するものである。原理的な考え方は、Fordの2点間最短経路の探索法に基づいている。新しい最短経路の存在の有無すなわち、閉塞区間を除去した後のランプ間の到着可否が従来のブール演算による行列計算で与えられ、これをもとにしてランプ間の経路が構成される。この方法は、ある段階以後は、一覧表の中で、最短経路を構成する区間を目でおいながらみつけていくことができる点に一つの特徴がある。従来開発されている最短経路探索法との比較は試みていない。
- 21) 上のアルゴリズムとは別に、本線相互の分合流点を利用したランプ間到達可否のアルゴリズムが示されている。到達可否をより短時間で探索することを目的とするものである。
- 22) 渋滞発見とその原因認知とは通常時刻的に前後する。事故渋滞であることが先にわかれば緊急時制御が適用される。渋滞がさきに発見されれば原則としては、ただちに流入制御が実施されるが、渋滞レベルの如何によっては流入制御の方式が異なることも考えられる。第2章での考察において、オキュパンシー20%から30%まではLP制御で渋滞の推移を緩和しつつ、30%をこえた時点で逐次ランプ閉鎖制御に切りかえることを一つの提案としてのべている。この間に原因が事故であることがわかれば、ただちに緊急時制御にふみきることはいうまでもない。

合流部の交通性状と制御に関する結論はつぎのとおりである。ただし、ここでは本線はすべて2車線の場合をとりあつっている。

- 23) ランプ合流部における最小の容量は、ランプにおける合流待ち行列が時間と共に増大しないことを基準にした場合、本線2車線当り約4,000台/時と推定される。ただし、内側車線に2,400台/時が流れうるとしており、したがって外側車線では1,600台/時が最小の値となる。この部分の容量は本線およびランプ交通量のレベルによって異なる。それらのうちの最小値が上記の値である。
- 24) 本線外側車線の速度は、外側車線交通量が700台/時、ランプ交通量が1000台をこえると急激に低下する。速度低下という点からみて、この交通量レベルは容量にちかいと推測される。
- 25) ランプ合流部の速度を表わす実験式が本線交通量およびランプ交通量の関数として示されている。これによればこの速度低下は、両交通量の相互作用的效果と本線交通量だけの効果との和として示される。同じ実験式が、外側交通量とランプ交通量の関数としても示されている。
- 26) 本線相互の合流部において生じる交通流の交差による速度低下率の実験式が示されている。これは、合流してくる相手側交通量と両方向からの速度の関数である。各交差による速度低下を互いに独立と仮定すれば、上流からの入力としての初期速度と交通量とを与えることによって、何回かの交差をおこなった後の速度がこの実験式から求められる。
- 27) ランプ合流部における制御方式として、合流部上流の本線上での車線制御が提案された。あらかじめ外側車線上の車を内側車線へ移行させ、ランプからの合流車による速度低下を緩和しようとするものである。この制御によってえられる速度低下の緩和量が示され、速度低下の緩和という基準にもとづいて、車線制御が有効であるような制御水準が示されている。制御水準の下限は、本線交通量、ランプ交通量および初期車線分布の関数である。
- 28) 本線合流部における四つの制御形式を提案している。いずれも、合流部上流で車線制御をおこなうことを基本としている。この制御形式は、合流部の交通処理能力に対して、上流からの各合流交通量のレベルに応じて適用するものである。上流からの合流交通量がほぼ相等しい場合、差が比較的大きい場合についてそれぞれ2つの形式が示されている。ただし、合流交通量の差についての詳細な検討はおこなっていない。
- 29) 上流からの交通量がほぼ相等しい場合、各交通量が1,600台/時以下ならば、合流による渋滞は生じないので、この点からは上流における車線制御はしなくてもよい。これを一応Y型1)と名付けている。各交通量が1,600台/時以上になると各上流において車線制御をおこない、交通流をそれぞれ左側車線、右側車線に移行させる。これをY型3)と名付けている。Y型3)は、交通量が小さい場合でも適用してよいことは勿論である。

Y型3)による各上流での速度低下、Y型1)の場合の合流部における速度低下の比較検討は、おこなっていないが、Y型1)の場合には合流部での流れの交差にともなう速度低下が存在するので、

Y型1)の速度低下の方が大きいと判断してよいであろう。

30) 上流からの合流交通の差が大きい場合、Y型2)および側方型と名付ける制御形式を提案している。Y型2)は両交通量の差が比較的小さい場合に、その小さい方の交通流に対して車線制御をおこなうものである。側方型は、差が大きい場合に、大きい方の路線をいわゆる通過本線とし、小さい方の流れを側方からの合流として制御する。側方型では、大きい方の交通量が3,400台/時以下、小さい方の交通量が600台/時以下であれば、合流待ち行列は極めて小さいのでこの範囲で適用することが適当である。Y型2)の場合、最小の処理能力は3,200～3,500台/時である。

以上、本研究の結論である。都市高速道路の交通管制確立のためにはなお多くの課題が残されている。それらを列挙すればつぎのとおりである。

- (1) 平面街路との接続を考慮する管制
- (2) 平常時の制御効果に関する実証
- (3) 緊急時制御における流入制御水準の決定
- (4) 緊急時制御の解除基準の検討
- (5) 異常気象時の制御方式および制御水準
- (6) 合流部制御基準の詳細な検討
- (7) 合流部制御の有効かつ具体的な手段
- (8) 合流部制御の前提としてのとくに本線合流部における交通現象モデルの開発
- (9) 排気ガス制御のための交通管制